

ESTUDO NUMÉRICO DOS EFEITOS SÍSMICOS FORA DO PLANO EM PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA DE CONSTRUÇÕES TRADICIONAIS

LILIANA PATRÍCIA NOGUEIRA ALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Co-Orientador: Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa

SETEMBRO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax. +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax. +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais Joaquim Alves e Olga Nogueira pela vida e rumo
Aos meus irmãos Pedro, Cláudia, Rogério e André pela alegria de viver
À memória da minha avó Margarida Silva pelo exemplo de vida

*“Uma simples acumulação de factos não é uma ciência
assim com um simples amontoado de pedras não é uma casa”*

Jules Henri Poincaré

AGRADECIMENTOS

Na recta final desta caminhada não poderia deixar de manifestar a minha mais sincera gratidão a todos os que das formas mais diversas formas contribuíram para que este trabalho fosse possível.

Pela importância na minha vida e/ou preciosa contribuição é com indubitável justiça e profundo reconhecimento e pura amizade que expresso os meus agradecimentos de forma muito especial:

- Ao Professor António Arêde pelas preciosas indicações, entusiasmo e incentivo que foram cruciais no desenrolar deste trabalho;
- Ao Professor Aníbal Costa pelas sugestões na avaliação deste trabalho;
- Ao Professor Raimundo Delgado, pela dedicação e estímulo com que me contagiou e despertou em mim o interesse pela especialidade de Estruturas, enquanto tive o prazer de ser sua aluna;
- Ao Professor Matos Fernandes, pelo amor que extravasa nas suas aulas, que me fez apaixonar pelo curso;
- Ao Professor Vila Pouca pela troca de impressões e dicas na utilização do software estrutural SAP;
- Ao Engenheiro Alexandre Costa pela preciosa ajuda na utilização de programas de software, paciência e disponibilidade com que sempre me recebeu e, especialmente, por cultivar em mim o interesse por este tema;
- Ao Engenheiro Valter Lopes pela simpatia e por todo o apoio no desbravamento de potencialidades do SAP;
- Ao grupo de pós-graduação de estruturas pelas entusiastas discussões e generoso auxílio no solucionar de cada obstáculo;
- Ao Engenheiro Leonel Ramos por todo o empenho e disponibilidade em me ajudar na utilização do software estrutural ROBOT;
- Aos funcionários do CICA, designadamente Daniel Reis, Leandro Gonçalves e Andreia Pinheiro por me facilitarem o acesso a computadores restritos, de uso exclusivo dos técnicos, e pela profunda compreensão nos problemas que as análises tiveram para efectuarem os cálculos;
- Ao Engenheiro Carlos Ferreira da CSI Berkeley pela disponibilidade em me receber em Lisboa para generosamente me ceder o software RSM - Result Set Manager para tratamento de resultados do SAP e ensinar a utilizar;
- Ao Engenheiro Élio Mota pela disponibilidade em preparar o pós-processamento dos resultados do SAP em várias linguagens de programação, dada a quantidade de informação tratada, pela animação virtual dos mecanismos de colapso e por toda a ajuda concedida;
- À Professora Cláudia Figueira pela revisão do resumo;
- Aos meus queridos tios e primos próximos, que, principalmente nestes últimos anos de contrariedades nos regalam, a mim e à minha família, com mimos constantes;

- À minha querida madrinha Engenheira Marisa Fernandes e manos Engenheiro Carlos Dias e Engenheira Quitéria Monteiro, por estarem sempre comigo, disponíveis nos momentos que mais precisei tanto a nível académico como pessoal;
- Aos meus amigos José Eduardo, Cristina Pereira, Goreti Silva e Carlos Cunha pela paciência, compreensão, companheirismo e pela sua grande amizade;
- Às minhas primas Juliana Nunes, Odete Barbosa, Virgínia Carvalho e Conceição Barbosa, a amizade, a preocupação e o carinho em todos os momentos;
- À minha amiga Vânia Pinheiro, por todos os bons e menos bons momentos passados sempre juntas, pela força desmedida que me deu nesta caminhada, por estar sempre ao meu lado;
- Ao meu anjinho Marco Fernandes em primeiro lugar pela profunda amizade e por ser a personificação da generosidade, pela paciência, compreensão e por todas as inúmeras vezes que me ajudou durante o curso;
- À minha avó Carolina, a preocupação, carinho e orações, por toda a alegria com que contagia a nossa casa;
- À minha querida avó Margarida o amor e dedicação com que me ensinava as leis da vida e pelo magnífico exemplo de vida;
- Aos meus maninhos Pedro, Cláudia, Rogério e André por todo o amor e felicidade de viver que me dão a cada instante, por todos os momentos passados juntos e pelo constante apoio;
- Aos meus queridos Pais pelo incansável apoio, paciência, compreensão e palavras de incentivo e por lutarem tanto contra as adversidades da vida;
- Finalmente, agradeço a todos aqueles que não referi o nome mas que, de uma forma ou de outra contribuíram para que esta tese se tenha tornado uma realidade.

RESUMO

Hoje em dia, e cada vez mais, os sismos representam uma preocupação para as populações. As catástrofes naturais, nomeadamente as que assolaram mais recentemente o Haiti, o Chile e a Venezuela, demonstram o poder devastador da natureza, expondo as áreas afectadas a graves problemas económicos e sociais.

As deficiências existentes nas estruturas, nomeadamente nas mais antigas, no que diz respeito à resistência sísmica, têm levado à escusada perda de milhões de vidas humanas por todo o mundo, que naturalmente é o efeito mais grave de entre todas as consequentes calamidades.

Recentemente, em 1998, os Açores sofreram os efeitos de uma destas catástrofes naturais, tendo por consequência a perda de vidas humanas e a imprescindível reconstrução e reabilitação de uma vasta parte do edificado.

É portanto, neste contexto que se comprova a pertinência da presente dissertação, que tem por objectivo a avaliação do comportamento sísmico das paredes de alvenaria de pedra (muito utilizadas nas construções mais antigas), através de simulações numéricas.

Este trabalho de investigação consistiu, especificamente, na concepção de modelos numéricos representativos do comportamento sísmico de uma casa de alvenaria de pedra tradicional, de forma a simular o comportamento desta nos vários cenários analisados, avaliando as consequências no plano e fora do plano das paredes.

Para tal, foi introduzida a estrutura num programa de cálculo, recorrendo a um modelo numérico tridimensional (modelo contínuo) e ajustando as propriedades mecânicas em fase de calibração. Através deste, posteriormente, foram concebidos os vários cenários de reforço. Recorreu-se a modelos físicos mistos no que diz respeito ao tipo de análise: lineares elásticos para as paredes (elementos de casca) e não lineares nas ligações da cobertura e pavimento às paredes, bem como na interacção solo-estrutura.

A consideração das várias análises teve por objectivo a verificação da influência do pavimento e cobertura no comportamento global da estrutura, a comparação entre o comportamento da madeira do pavimento ser considerado ortotrópico ou isotrópico e a análise das vantagens entre ligações eficientes (rígidas) face às que funcionam apenas unilateralmente.

Após o estudo elaborado, foram ainda propostos possíveis mecanismos de rotura das paredes, tendo em conta os resultados obtidos na análise numérica, assim como as configurações dos mecanismos propostos investigadores da área.

Em suma, o estudo do efeito de acções sísmicas em construções de alvenaria de pedra, nomeadamente o comportamento destas fora do plano, para vários cenários de reforço sísmico pretende contribuir para uma escolha sustentada de soluções de reforço a implementar na reabilitação de tão vasto património por todo o mundo.

PALAVRAS-CHAVE: paredes de pedra; resposta fora do plano; simulação numérica; efeitos de reforços; vulnerabilidade sísmica.

ABSTRACT

Today, earthquakes are increasingly becoming a sign of worry for populations. Natural catastrophes, namely those that recently devastated Haiti, Chile and Venezuela, are an example of the devastating power of nature, exposing the affected areas to serious economic and financial problems.

Poor structures, especially older ones, in what regards anti-seismic resistance, have lead to the unnecessary loss of millions of human lives worldwide, which is, obviously, the most serious effect among all the consequent calamities.

Recently, in 1998, the Azores suffered the effects of one of those natural catastrophes, and consequently many human lives were lost and the necessary reconstruction and rehabilitation of a wide part of the buildings.

It is, therefore here that we prove the relevance of this dissertation, whose objective is to asses the seismic behaviour of quarystone walls (commonly used in older constructions), through numeric simulations.

This investigation work specifically consisted on the creation of numeric models representing the seismic behaviour of a traditional quarystone house, in order to simulated its behavior in the several analysed sceneries, assessing the consequences inside and outside the walls.

For such, a structure was introduced in a calculation software, using a tridimensional numeric model (continuous model) and adjusting the mechanical properties in phase of calibration. This allowed the subsequent creation of the several reinforcement sceneries. Mixed physical models were used in what regards the type of analysis: elastic linears for walls (sheath elements) e non-linears in the roof and floor connections to the walls, as well as in the soil-structure interaction.

The consideration of several analyses was based on the verification the influence of the pavement and roof on the overall behaviour of the structure, the comparison between the behaviour of the wooden floor being considered orthotropic or isotropic and the analysis of the advantages between efficient connections (rigid) in comparison to those which act only unilaterally.

After the study, possible wall rupture mechanisms were also proposed, bearing in mind the results attained in the numerical analysis, as well as the configurations of the mechanisms proposed by area researchers.

In summary, the study of the effect of seismic events in quarystone walls, namely from the behaviour outside the plan to several seismic reinforcement sceneries intends to contribute to a sustained choice of reinforcement solutions to implement in the rehabilitation of such a vast heritage worldwide.

KEY WORDS: stone walls; answer outside plan; numeric simulation; reinforcement effects; seismic vulnerability.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.1.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	4
1.1.3. AÇORES	6
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	11
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	12
2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA.....	13
2.1. INTRODUÇÃO	13
2.2. NOÇÕES GERAIS SOBRE ALVENARIA.....	13
2.3. COMPORTAMENTO PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA NO PLANO E FORA DO PLANO	15
2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	15
2.3.2. COMPORTAMENTO NO PLANO	16
2.3.3. COMPORTAMENTO FORA DO PLANO (COSTA, A. A., 2010), (CAROCCI, C., 2010) ..	18
2.3.4. INTERACÇÃO ENTRE COMPORTAMENTO NO PLANO E FORA DO PLANO	21
2.4. TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL.....	22
2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	22
2.4.2. TÉCNICAS	23
2.5. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA RESPOSTA E VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ALVENARIA	26
2.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	26
2.5.2. MÉTODOS DE ANÁLISE LINEAR OU NÃO LINEAR	27
2.5.3. MÉTODOS BASEADOS EM MECANISMOS DE COLAPSO (D'AYALA, D. & SPERANZA, E., 2003), (D'AYALA, D., 2003-B), (GIUFFRÈ, A., 2003).....	28
3. CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	43
3.1. INTRODUÇÃO	43

3.2. CARACTERIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO ORIGINAL.....	43
3.2.1. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA	43
3.2.2. FUNDAÇÕES	46
3.2.3. MATERIAIS	47
3.2.4. PLANTA ESTRUTURAL, CORTES E ALÇADOS.....	47
3.3. ESTRATÉGIAS DE REFORÇO ADOPTADAS (COSTA, A. A., 2010).....	49
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA	53
4.1. INTRODUÇÃO	53
4.2. ACÇÕES CONSIDERADAS NO ESTUDO.....	53
4.2.1. ACÇÕES VERTICAIS.....	54
4.2.2. ACÇÕES HORIZONTAIS.....	55
4.3. CONSIDERAÇÕES PARA AS ANÁLISES	58
4.3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS	58
4.3.2. PAVIMENTOS DE MADEIRA - PROPRIEDADES ISOTRÓPICAS E ORTOTRÓPICAS.....	61
4.3.3. APOIOS UNIDIRECCIONAIS.....	62
4.3.4. FORMULAÇÕES ADOPTADAS PARA AS ANÁLISES NUMÉRICAS.....	63
4.4. DESCRIÇÃO DAS DIFERENTES ANÁLISES E RESPECTIVOS PARÂMETROS DE CÁLCULO.....	66
4.5. A1 - SIMULAÇÃO DA ESTRUTURA EXISTENTE - APÓS SISMO - CALIBRAÇÃO - A1	70
4.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	70
4.5.2. CALIBRAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO	70
4.5.3. RESPOSTA SÍSMICA	77
4.6. A2 E A3 - REPRODUÇÃO DA ESTRUTURA ORIGINAL - ANTES DO SISMO	82
4.6.1. MODOS DE VIBRAÇÃO.....	83
4.6.2. RESPOSTA SÍSMICA	84
4.7. A1 E A4 - INCLUSÃO DE REFORÇOS NA COBERTURA.....	94
4.7.1. MODOS DE VIBRAÇÃO.....	95
4.7.2. RESPOSTA SÍSMICA	96
4.8. A5 E A6 - INCLUSÃO DE REFORÇOS NA COBERTURA E PISO - PAVIMENTO COM LIGAÇÕES UNILATERAIS VS. RÍGIDAS	106
4.8.1. MODOS DE VIBRAÇÃO.....	107
4.8.2. RESPOSTA SÍSMICA	108
4.9. A6 E A7 - INCLUSÃO DE REFORÇOS NA COBERTURA E PISO - PAVIMENTO ORTOTRÓPICO VS. ISOTRÓPICO.....	118
4.9.1. MODOS DE VIBRAÇÃO.....	119

4.9.2. RESPOSTA SÍSMICA	120
4.10. A1 A2 E A7 (CV) - INCLUSÃO DA COMPONENTE VERTICAL DA ACÇÃO SÍSMICA NAS ANÁLISES A1, A2 E A7.....	130
4.10.1. RESPOSTA SÍSMICA	130
5. AVALIAÇÃO DA CARGA DE COLAPSO NO CENÁRIO A1	149
5.1. ANÁLISE FORA DO PLANO POR ESTADO LIMITE ÚLTIMO - DERRUBE.....	149
5.2. DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	154
6. CONCLUSÕES	155
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	155
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	158
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	159
ANEXOS	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Epicentros dos sismos identificados no Anexo 1 e a cinza os dos últimos 10 anos, Adapt.(IRIS, 2009).....	2
Figura 1.2 - Epicentros e placas tectónicas (IRIS, 2009).....	2
Figura 1.3 - Ilustração da reconstrução de Lisboa, após o sismo de 1755 (Público, 2005).....	5
Figura 1.4 - Gaiola Pombalina (Delgado, R. & Lopes, M., 2008).....	5
Figura 1.5 - Enquadramento geotectónico dos Açores (muito simplificado); 1 - Dorsal médio do Atlântico; 2 - Faixa de Compressão; RT- Rift da Terceira; (Ferreira A. , 2005).....	7
Figura 1.6 - Enquadramento geotectónico do arquipélago dos Açores (Nunes, J., 2010).....	7
Figura 1.7 - Casa típica de alvenaria de pedra tradicional dos Açores (Panorâmio, 2010)	9
Figura 1.8 - Ligação das vigas à alvenaria de pedra (Lamas, B., 2003).	10
Figura 1.9 - Tipos de coberturas da ilha do Faial: a) Telhado à Francesa; b) Telhado à Cavalo; c) Telhado em tesoura;	10
Figura 1.10 - Fotos de coberturas típicas da ilha do Faial (Neves N. , 2004).	11
Figura 1.11 - Tipo de asna (Lamas, B., 2003).	11
Figura 2.1 - Esquema de secção transversal de uma parede de alvenaria de pedra tradicional pedra irregular: pedra, argamassa e vazios, Binda et al. (1993).	13
Figura 2.2 - Tipos de alvenaria de pedra mais comuns em edifícios tradicionais (Ferreira, T., 2009)..	14
Figura 2.3 - Esquemas construtivos de paredes de alvenaria de pedra de um ou dois panos (Mascarenhas, J., 2003).....	14
Figura 2.4 - Tipologias de secção transversal: a) pano simples e b) pano duplo, Almeida, C. (2010). 14	
Figura 2.5 - Mecanismos de rotura no plano: a) escorregamento nas ligações; b) derrubamento global; c) escorregamento à compressão dos nembos entre aberturas, D'Ayala et al. (1997).	16
Figura 2.6 - Mecanismos de rotura da alvenaria: a) Deslizamento de corte; b) Corte; c) Flexão (Tomazevic, M., 1999);.....	16
Figura 2.7 - Fotografias de mecanismo de rotura: a) Deslizamento de corte - Azores, 1998; b) Corte - Northridge, 1996; c) Flexão - Northridge, 1996 (Costa, A. A., 2007).....	17
Figura 2.8 - Danos provocados por um sismo num edifício (Costa, A. A., 2007).	17
Figura 2.9 - a) resposta no plano devida à utilização sistemática de tirantes; b) grandes fendas provocadas pela boa ligação entre os elementos de alvenaria; c) derrube contrasta com a resistência das ligações permitidas no plano das paredes (Carocci, C., 2010).....	18
Figura 2.10 - Mecanismos de colapso fora-do-plano - Rondelet (Rondelet, J., 1802).	18
Figura 2.11 - Efeito da acção sísmica: a) activação de mecanismo de colapso fora-do-plano, Sismo Açores 1998; b) esquema representativo da influência da cobertura (Costa, A. A., 2010).	19
Figura 2.12 - Efeito da acção sísmica - activação de mecanismo de colapso fora-do-plano, Sismo L'Aquila 2009 (Costa, A. A., 2010).	19

Figura 2.13 - Inadequada aplicação de tirante, Onna, 29 Abril 2009 (Costa, et al., 2009).....	20
Figura 2.14 - a) Derrube da parte superior de uma parede exterior; b) Derrube envolvendo uma parte da parede ortogonal; c) Colapso de dois pisos da fachada (Carocci, C., 2010).....	20
Figura 2.15 - a) Colapso da parte superior da parede sobre o lintel da janela; b) fracturas localizadas acima do lintel de uma abertura, (Carocci, C., 2010).....	21
Figura 2.16 - Transmissão da energia no plano e fora do plano num edifício de dois pisos - Adapt. Ranka et al. (2009).	22
Figura 2.17 - Processo de obtenção de cenários de risco (Vicente, R., 2008).....	26
Figura 2.18 - Fluxograma para determinação do Mecanismo de Colapso mais provável.....	29
Figura 2.19 - Parâmetros geométricos e carregamento necessário para activar os mecanismos (D'Ayala, D. & Speranza, E., 2003).	31
Figura 2.20 - Parâmetros geométricos e carregamento necessário para derrubar os mecanismos com efeito de arco (D'Ayala & Speranza, 2003).	35
Figura 2.21 - Fluxograma do processo de avaliação de vulnerabilidade: a partir da recolha de dados para a determinação do grau de vulnerabilidade. (D'Ayala, D., 2003-b)	40
Figura 3.1 - Localização da Ilha do Faial - Adapt. (Google Earth, 2010).	43
Figura 3.2 - Localização da Casa da Canada do Sousa, Epicentro do sismo; Observatório Príncipe do Mónaco (Google Earth, 2010).	44
Figura 3.3 - Canada do Sousa, imagem virtual tridimensional.....	44
Figura 3.4 - Fotografias da Casa da Canada do Sousa. a) Parede 1 - Empena esquerda; b) Parede 2 - Fachada; c) Parede 3 - Empena direita; d) Parede 4 - Tardoz (Costa, A. G., 1999).....	45
Figura 3.5 - Fotografias da Casa da Canada do Sousa. a) vista interior - Parede 3; b) vista interior - Paredes 3 e 2 (Costa, A. G., 1999).	45
Figura 3.6 - Traquito vulcânico (jpalma, 2007).....	46
Figura 3.7 - Configuração esquemática de fundação simples de alvenaria de pedra (Pinho, F., 2000).46	
Figura 3.8 - Plantas, cortes e alçados da Casa da Canada do Sousa.	48
Figura 3.9 - Reforço da ligação das vigas (cobertura e piso): a) vista de frente; b) corte; c) exemplo de aplicação a uma parede de outra casa - Adapt. (Costa, A. A., 2010).....	49
Figura 3.10 - Ligação eficiente do soalho às vigas e destas à parede: a) vista geral; b) pormenor da ligação (Costa, A. A., 2010).....	50
Figura 3.11 - Reforço do cunhal com reboco armado pelo interior: a) vista interior; b) pormenor dos conectores no exterior (Costa, A. A., 2010).	50
Figura 3.12 - Comparação da envolvente de comportamento entre as várias soluções de reforço (Costa, A. A., 2010).	51
Figura 4.1 - Mapa de isossistas do sismo de 09 de Julho de 1998 nos Açores, Oliveira et al.	56
Figura 4.2 - Posicionamento da Casa da Canada do Sousa - Sistema de Coordenadas Cardiais.....	56
Figura 4.3 - Acelerogramas da acção sísmica considerada - a) Direcção x; b) Direcção y; c) Direcção z;	57

Figura 4.4 - Identificação dos elementos da casa.....	59
Figura 4.5 - Pontos Notáveis: a) Parede 1 - Empena Esquerda; b) Parede 2 - Fachada; c) Parede 3 - Empena Direita; d) Parede 4 - Tardoz.	59
Figura 4.6 - Referencial de simetria ortotrópica da madeira.....	61
Figura 4.8 - Esquemas de material ortotrópico.....	62
Figura 4.7 - Esquema de material isotrópico.	62
Figura 4.9 - Pormenor das ligações dos elementos de viga à parede.....	63
Figura 4.10 - Diagrama de comportamento não linear esquemático nos apoios dos elementos de viga.....	63
Figura 4.11 - Fluxograma de procedimento de cálculo do Método de Newmark.	65
Figura 4.12 - Amortecimento de Rayleigh em função da frequência Adapt. (Web Help Beta, 2010). ..	66
Figura 4.13 - Amortecimento de Rayleigh para a Análise 4.	69
Figura 4.14 - Registos obtidos através dos ensaios "in situ" (Costa, A. G., 1999).....	71
Figura 4.15 - Variação da FMT - Frequência do 1º Modo Transversal, variando o módulo de elasticidade das várias paredes.	74
Figura 4.16 - Linhas de tendência para a FML - Frequência do 1º Modo Longitudinal, variando o módulo de elasticidade das várias paredes.	74
Figura 4.17 - Parâmetros de entrada de dados - MatLab.....	75
Figura 4.18 - Parâmetros de saída - MatLab.	75
Figura 4.19 - Modos de Vibração - A1	76
Figura 4.20 - Perfis de Deslocamentos para a A1.	77
Figura 4.21 - Envolvente de deformações relativas máximas - A1.....	78
Figura 4.22 - Envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A1	79
Figura 4.23 - Deslocamento ao longo do tempo para pontos de UX e UY máximos - A1.....	80
Figura 4.24 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1.	80
Figura 4.25 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1.....	81
Figura 4.26 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1.	81
Figura 4.27 - Representação esquemática da cobertura e pavimento - A2 e A3.....	82
Figura 4.28 - Modo longitudinal UX (Modo 2 - $f_2=7.47$ Hz); Modo transversal UY (Modo 1 - $f_1=7.19$ Hz) - A2.	83
Figura 4.29 - Modo longitudinal UX (Modo 2 - $f_2=7.72$ Hz); Modo transversal UY (Modo 6 - $f_2=9.70$ Hz) - A3.	83
Figura 4.30 - Perfis de Deslocamentos para a A2 e A3.....	85
Figura 4.31 - Envolvente de deformações relativas máximas - A2 e A3.	87
Figura 4.32 - Envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A2 e A3.	89
Figura 4.33 - Deslocamento ao longo do tempo para ponto de UX máximo - A2 e A3 [P.N. C1].	90

Figura 4.34 - Deslocamento ao longo do tempo para ponto de UY máximo - A2 e A3 [P.N. T2].....	90
Figura 4.35 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A2.....	91
Figura 4.36 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A3.....	91
Figura 4.37 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A2.	92
Figura 4.38 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A3.	92
Figura 4.39 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A2.	93
Figura 4.40 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A3.	93
Figura 4.41 - Representação esquemática da cobertura - A4.	94
Figura 4.42 - Modo longitudinal UX (Modo 3 - $f_3=7.84$ Hz); Modo transversal UY (Modo 1 - $f_1=3.13$ Hz) - A1.....	95
Figura 4.43 - Modo longitudinal UX (Modo 2 - $f_2=7.87$ Hz); Modo transversal UY (Modo 1 - $f_1=6.13$ Hz) - A4.....	95
Figura 4.44 - Perfis de Deslocamentos para a A1 e A4.	97
Figura 4.45 - Envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A1 e A4.	99
Figura 4.46 - Envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A1 e A4.	101
Figura 4.47 - Mapa de deslocamentos máximos em UX - A1 e A4 [P.N. C1].....	102
Figura 4.48 - Mapa de deslocamentos máximos em UY - A1 e A4 [P.N. T2].....	102
Figura 4.49 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1.....	103
Figura 4.50 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A4.....	103
Figura 4.51 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1.	104
Figura 4.52 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A4.	104
Figura 4.53 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1.	105
Figura 4.54 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A4.	105
Figura 4.55 - Representação esquemática da cobertura e pavimento - A5 e A6.	106
Figura 4.56 - Modo longitudinal UX (Modo 3 - $f_3=7.95$ Hz); Modo transversal UY (Modo 7 - $f_7=10.04$ Hz) - A5.....	107
Figura 4.57 - Modo longitudinal UX (Modo 1 - $f_1=8.07$ Hz); Modo transversal UY (Modo 2 - $f_2=10.06$ Hz) - A6.....	107
Figura 4.58 - Perfis de Deslocamentos para a A5 e A6.	109
Figura 4.59 - Envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A5 e A6.	111
Figura 4.60 - Deslocamentos relativos (drifts-espessura) para a A5.....	113
Figura 4.61 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A5 e A6 [P.N. C1].....	114
Figura 4.62 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A5 e A6 [P.N. T2].....	114
Figura 4.63 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A5.....	115
Figura 4.64 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A6.....	115

Figura 4.65 - Mapa de tensões principais máximas - A5.....	116
Figura 4.66 - Mapa de tensões principais máximas - A6.....	116
Figura 4.67 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A5.	117
Figura 4.68 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A6.	117
Figura 4.69 - Representação esquemática da cobertura e pavimento - A6 e A7.....	118
Figura 4.70 - Modo longitudinal UX (Modo 1 - $f_1=8.07$ Hz); Modo transversal UY (Modo 2 - $f_2=10.06$ Hz) A6.....	119
Figura 4.71 - Modo longitudinal UX (Modo 1 - $f_1=8.29$ Hz); Modo transversal UY (Modo 2 - $f_2=10.07$ Hz) A7.....	119
Figura 4.72 - Perfis de Deslocamentos para a A6 e A7.....	121
Figura 4.73 - Envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A6 e A7.....	123
Figura 4.74 - Deslocamentos relativos (drifts-espessura) para a A5.....	125
Figura 4.75 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A6 e A7 [P.N. C1].	126
Figura 4.76 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A6 e A7 [P.N. T2].....	126
Figura 4.77 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A6.	127
Figura 4.78 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A7.	127
Figura 4.79 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A6.	128
Figura 4.80 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A7.	128
Figura 4.81 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A6.	129
Figura 4.82 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A7.	129
Figura 4.83 - Perfis de Deslocamentos - A1 e A1(CV).	131
Figura 4.84 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A1 e A1 CV [P.N. C1].	132
Figura 4.85 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A1 e A1 CV [P.N. T2].....	132
Figura 4.86 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1.	133
Figura 4.87 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1 CV.	133
Figura 4.88 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1.	134
Figura 4.89 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1 CV.....	134
Figura 4.90 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1.	135
Figura 4.91 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1 CV.	135
Figura 4.92 - Perfis de Deslocamentos para a A2 (CV).....	137
Figura 4.93 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A2 e A2 CV [P.N. C1].	138
Figura 4.94 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A2 e A2 CV [P.N. T2].....	138
Figura 4.95 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A2.	139
Figura 4.96 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A2 CV.	139

Figura 4.97 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A2.	140
Figura 4.98 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A2 CV.	140
Figura 4.99 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A2.	141
Figura 4.100 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A2 CV.	141
Figura 4.101 - Perfis de Deslocamentos para a A7 (CV)	143
Figura 4.102 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A7 e A7 CV [P.N. C1].	144
Figura 4.103 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A7 e A7 CV [P.N. T2].....	144
Figura 4.104 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A7.....	145
Figura 4.105 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A7 CV.....	145
Figura 4.106 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A7.	146
Figura 4.107 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A7 CV.	146
Figura 4.108 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A7.	147
Figura 4.109 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A7 CV.	147
Figura 5.1 - Identificação de mecanismo de colapso.	149
Figura 5.2 - Identificação do mecanismo de colapso da parede de empena esquerda - P1.....	151
Figura 5.3 - Identificação do mecanismo de colapso da parede de empena direita - P3.	151
Figura 5.4 - Identificação do mecanismo de colapso da parede de fachada - P2.	151
Figura 5.5 - Mecanismo de colapso fora do plano: Parede 1 - Empena Esquerda.	152
Figura 5.6 - Mecanismo de colapso fora do plano Parede 3 - Empena Direita.	153
Figura 5.7 - Pormenor de comportamento dos cunhais de ligação da parede de empena esquerda (P1) com as paredes de fachada e tardo (P2 e P4).	153
Figura 6.1 -Deslocamentos fora do plano das paredes.	157

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 - Sismos de intensidade \geq VII na Escala IMM ocorridos no Arquipélago dos Açores. Adapt. Nunes et al. (2007)	8
Quadro 2.1 - Técnicas de reabilitação estrutural - Adapt. (Roque, J. & Lourenço, P., 2003).....	24
Quadro 2.2 - Definição das classes de vulnerabilidade segundo o EMS-98 Adapt. (Grünthal, G., 1998)27	
Quadro 2.3 - Mecanismos de colapso fora do plano - derrube.....	33
Quadro 2.4 - Mecanismos de colapso fora do plano baseados no efeito de arco.....	37
Quadro 3.1 - Propriedades dos materiais.	47
Quadro 4.1 - Acções verticais - consideradas.	54
Quadro 4.2 - Acções verticais - variáveis.....	54
Quadro 4.3 - Dimensões dos elementos.....	58
Quadro 4.4 - Coordenadas dos pontos notáveis.	58
Quadro 4.5 - Carregamento dos elementos da estrutura.	61
Quadro 4.6 - Estimativa da tensão limite dos elementos de viga.	62
Quadro 4.7 - Descrição das análises e parâmetros considerados - Pavimento.....	67
Quadro 4.8 - Descrição das análises e parâmetros considerados - Cobertura.....	68
Quadro 4.9 - Cálculo dos coeficientes de Rayleigh para as várias análises.....	69
Quadro 4.10 - Combinações de valores para o módulo de elasticidade nas várias fachadas da casa.73	
Quadro 4.11 - Dados das combinações de módulos de elasticidade para a análise gráfica	73
Quadro 4.12 - Deslocamentos máximos nas direcções x e y - A1.	77
Quadro 4.13 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas - A1.	78
Quadro 4.14 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A1.	79
Quadro 4.15 - Deslocamentos máximos nas direcções x e y - A2 e A3.....	84
Quadro 4.16 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas - A2 e A3.	86
Quadro 4.17 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A2 e A3.	88
Quadro 4.18 - Identificação dos deslocamentos máximos dos pontos notáveis para o perfil de deslocamento A4.....	96
Quadro 4.19 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A1 e A4.....	98
Quadro 4.20 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A1 e A4.	100
Quadro 4.21 - Dados para o perfil de deslocamento A5 e A6.	108
Quadro 4.22 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A5 e A6.....	110
Quadro 4.23 - Dados para os deslocamentos relativos (drifts-espessura) A5	112
Quadro 4.24 - Dados para o perfil de deslocamento A6 e A7.	120

Quadro 4.25 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A6 e A7.	122
Quadro 4.26 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A6 e A7. ..	124
Quadro 4.27 - Dados para o perfil de deslocamento A1 e A1 (CV).	130
Quadro 4.28 - Dados para o perfil de deslocamento A2 (CV).....	136
Quadro 4.29 - Dados para o perfil de deslocamento A7 (CV).....	142
Quadro 5.1 - Resultados da análise limite de colapso para mecanismos fora do plano.	152
Quadro 6.1 - Resumo de cenários: tensões principais máximas, drift total e drift entre pisos.	156

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A - área	[L ²]
e - espessura das paredes das casas	[L]
E - módulo de elasticidade ou de Young	[L ⁻¹ MT ⁻²]
E1 - módulo de elasticidade ou de Young na direcção principal 1	[L ⁻¹ MT ⁻²]
E2 - módulo de elasticidade ou de Young na direcção principal 2	[L ⁻¹ MT ⁻²]
E3 - módulo de elasticidade ou de Young na direcção principal 3	[L ⁻¹ MT ⁻²]
E_{PM} - módulo de elasticidade das paredes melhores	[L ⁻¹ MT ⁻²]
E_{PP} - módulo de elasticidade da parede pior	[L ⁻¹ MT ⁻²]
FML - frequência do 1º modo longitudinal	[Hz]
FMT - frequência do 1º modo transversal	[Hz]
g – aceleração da gravidade	[LT ⁻²]
G – módulo de distorção	[L ⁻¹ MT ⁻²]
G12 - módulo de distorção nas direcções principais 1 e 2	[L ⁻¹ MT ⁻²]
G13 - módulo de distorção nas direcções principais 1 e 3	[L ⁻¹ MT ⁻²]
G23 - módulo de distorção nas direcções principais 2 e 3	[L ⁻¹ MT ⁻²]
L – comprimento	[L]
u - coeficiente de Poisson	[-]
γ – peso volúmico	[L ⁻² MT ⁻²]
ρ – massa volúmica	[ML ⁻³]

Cum. – cumeeira;

FMT – frequência do 1º modo transversal;

FML – frequência do 2º modo transversal;

IC – Instituto da Construção

NCREP – Núcleo de Conservação e Reabilitação d' Edifícios e Património

PAR. – parede;

PGA – *peak ground acceleration* - pico de aceleração do solo;

PT. – ponto;

SAP2000 - Integrated Software For Structural Analysis & Design

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

1.1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

1.1.1.1. Fenómeno Sísmico

Os sismos são fenómenos naturais que resultam da libertação de energia, através de movimentos subterrâneos, actividade vulcânica ou deslocamento de gases no interior da Terra que fazem vibrar a sua superfície. Os movimentos subterrâneos das placas tectónicas são a causa mais frequente destes fenómenos. Além da vibração da crosta superficial terrestre estes fenómenos são responsáveis por abertura de falhas¹, deslizamentos de terras, tsunamis² e mudanças na rotação da Terra. Estas catástrofes naturais têm um vasto historial de perdas de vida, altos prejuízos financeiros e consequências sociais graves como a proliferação de doenças, contaminação das águas, desalojamentos e fome.

Mencionam-se no Anexo 1 os sismos de maior relevância dos últimos 16 anos, que têm particular interesse mencionar dadas as consequentes alterações geológicas originadas no nosso planeta ou pela devastação provocada. Tem particular interesse realçar a divergência dos efeitos de um sismo ocorrido num país subdesenvolvido como o Haiti (sismo de Janeiro de 2010, 222.570 mortos) com um país desenvolvido como a Nova Zelândia. Efectivamente, ocorrem sismos periodicamente na Nova Zelândia com intensidades médias a elevadas, porém desde 1970 que não se registas grande número de vítimas mortais “...presenciamos um milagre com esse evento. Um terremoto de 7,1 graus atingiu uma área urbana com cerca de meio milhão de pessoas e todos foram acordados às 4h35 do sábado - todos perdemos algo, mas não perdemos ninguém” (Parker, B., 2010) - Prefeito da cidade de Christchurch - Nova Zelândia. Efectivamente, em países desenvolvidos, como este, já não basta não se perder vidas, as exigências da população aumentam à medida que aumenta o desenvolvimento da região e por isso, dado que a ocorrência destes fenómenos é incontornável, reivindica a população que os efeitos em qualquer tipo de estruturas sejam cada vez menores.

¹ Os grandes sismos podem provocar deslocamentos da ordem dos 2 metros, enquanto os de fraca intensidade geram movimentos de poucos milímetros. (IRIS, 2009)

² Tsunami - onda gigante provocada por sismo com epicentro no mar (maremoto); o fundo oceânico é deformado, como consequência da libertação de energia, deslocando na vertical a coluna de água que se encontra em repouso acima dele, formando a onda gigante.

Na Figura 1.1 são identificados os sismos descritos no Anexo 1 e a cinza os epicentros dos ocorridos nos últimos 10 anos.

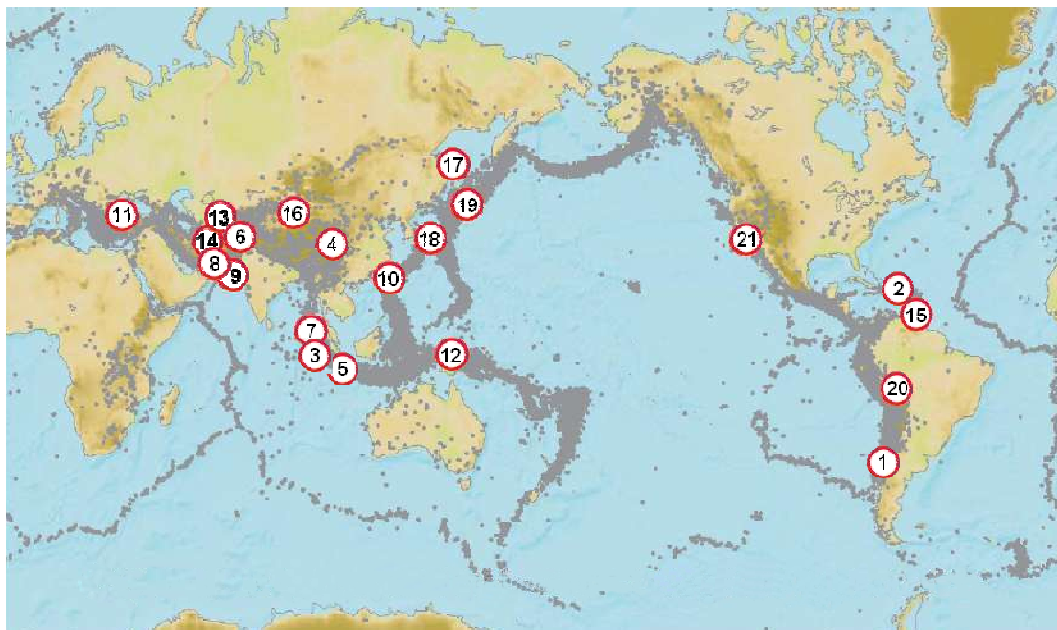


Figura 1.1 - Epicentros dos sismos identificados no Anexo 1 e a cinza os dos últimos 10 anos, Adapt.(IRIS, 2009)

Na Figura 1.2 verifica-se que a localização da maioria dos epicentros sísmicos coincide com o limite das placas tectônicas, como seria de esperar, uma vez que estas são as zonas geológicas mais activas.

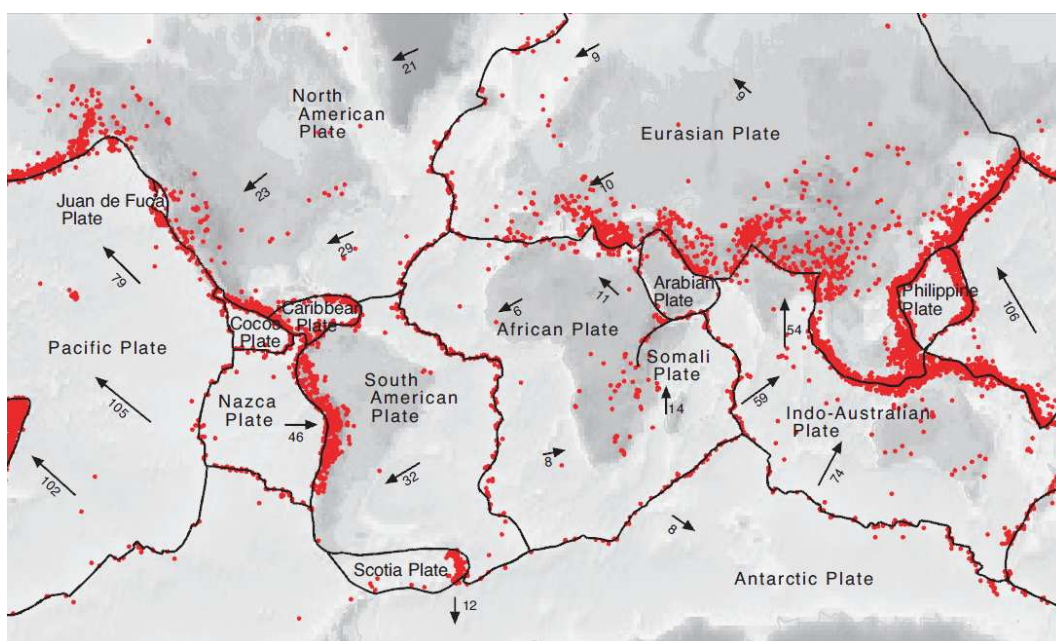


Figura 1.2 - Epicentros e placas tectônicas (IRIS, 2009).

As setas na Figura 1.2 indicam a direcção e rapidez com que as placas tectónicas se movem, em milímetros por ano.

O elevado número de mortes associado a estas catástrofes tem como principais causas:

- um deficiente comportamento estrutural do edificado;
- a ocorrência de deslizamentos de terras;
- e as consequências dos tsunamis nas zonas litorais (Oliveira C. , 2005).

Não obstante o aumento da pesquisa e conhecimento nesta área, as estruturas recentes têm demonstrado elevada vulnerabilidade sísmica, resultante de vários factores:

- localização de centros urbanos em zonas de risco sísmico;
- incorrecta definição das acções sísmicas;
- inadequação do sistema estrutural;
- falta de qualidade construtiva;
- falta de campanhas de reforço das estruturas mais debilitadas (Oliveira C. , 2005).

Para fazer face a esta problemática, surge nas décadas 40 e 50 do séc. XX a Engenharia Sísmica como domínio da ciência.

1.1.1.2. Engenharia Sísmica

A Engenharia Sísmica tem-se destacado da Engenharia Estrutural não só pela complexidade dos seus fenómenos, mas também pelas consequências devastadoras dos mesmos. Efectivamente, os sismos, como fenómenos naturais que são, têm intrínseco um elevado grau de incerteza no espaço e no tempo (Costa A. G., 1989). Tem-se recorrido à estatística, através de regras probabilísticas de ocorrência, para fazer a divisão territorial por zonas, diferenciando-as pelo grau de vulnerabilidade sísmica, verificando-se, no decorrer dessas análises, uma maior precaução na concepção estrutural, nomeadamente no agravamento das acções de cálculo, nas zonas de maior recorrência sísmica. Porém, verifica-se que, não raras vezes, os sismos com baixa periodicidade são os mais desastrosos, o que obriga a que a cautela, relativamente a estes fenómenos, tenha obrigatoriamente que ser alargada a todo e qualquer território, ainda que com grau de importância diferenciado (Neves N. , 2004). Por todas estas razões, prevenir e evitar os danos que advêm deste fenómeno catastrófica é de crucial importância.

No que concerne aos seus efeitos nas estruturas, os sismos actuam ao nível das fundações, fazendo com que estas acompanhem o movimento da base. A referida acção sísmica provém da propagação das ondas desde a falha até às fundações e depende da magnitude sísmica no local, da distância à falha e do tipo e características dos solos superficiais³, entre outros factores (Oliveira C. , 2005). Esta solicitação propaga-se para a super-estrutura de acordo com as leis da mecânica dos meios deformáveis, seguindo a 2ª Lei de Newton aplicada a sistemas com n graus de liberdade. A verificação de segurança estrutural e a avaliação do nível de risco/vulnerabilidade de uma estrutura é possível através da resposta estrutural, obtida por integração das equações diferenciais que traduzem a acção, e possibilitando a determinação dos esforços e deformações máximas nos elementos resistentes (Oliveira C. , 2005).

As consequências dos sismos nas estruturas são altamente agravadas quando se verifica o fenómeno de ressonância, que corresponde à proximidade da gama de frequências que actuam nas fundações relativamente à frequência natural de vibração da estrutura. Para mitigar este

³ Quanto mais brandos e espessos forem os solos, maior a ampliação do movimento para baixas frequências (Oliveira C. , 2005).

fenómeno são adoptados procedimentos práticos na concepção e construção das estruturas, como são exemplo:

- aumento da resistência nos locais mais solicitados;
- evitar a concentração de tensões em locais frágeis, favorecendo a redistribuição de esforços por um maior número de elementos resistentes possível;
- verificar a adequação das ligações entre elementos para a redistribuição de esforços ser possível;
- implementação de sistemas de isolamento da estrutura em relação à fundação;
- aplicação de amortecedores de dissipação de energia (Oliveira C. , 2005).

Contudo, as estruturas apresentam um comportamento muito diversificado face à ocorrência de um sismo, sendo os parâmetros que ditam esse comportamento as características geométricas, mecânicas e dinâmicas da estrutura, nomeadamente a já referida frequência própria (Costa A. G., 1989).

Assim, e como preconiza o Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2009) - Art.º 2, as estruturas devem ser projectadas e construídas satisfazendo os vários requisitos de desempenho e critérios de conformidade:

- requisitos funcionais:
 - requisito de não ocorrência de colapso;
 - requisito de limitação de danos;
- critérios de conformidade:
 - estados limites últimos;
 - estados de limitação de danos.

Desta forma, a regulamentação impõe um patamar mínimo para um comportamento sem colapsos, para uma acção sísmica com probabilidade de ocorrência baixa (Oliveira C. , 2005).

A resposta das estruturas a acções sísmicas é elástica para sismos de fraca intensidade e não linear para sismos de forte intensidade. A consideração de uma análise não linear pressupõe condicionantes que têm que ser verificados como o bom comportamento de todos os elementos estruturais e da própria estrutura, que se traduz na possibilidade de distribuição uniforme de rótulas plásticas ao longo da mesma (Costa A. G., 1989). O que prescreve o Eurocódigo 8 é uma análise estática ou dinâmica linear com correcção dos resultados atrás do coeficiente de comportamento⁴.

As considerações referidas anteriormente, têm aplicação directa nas novas estruturas, porém para reduzir expressivamente as consequências dos sismos no edificado existente torna-se crucial implementar políticas de prevenção que promovam o reforço das estruturas mais vulneráveis, assim como a consciencialização e preparação para uma hipotética catástrofe, tarefa esta delicada e demorada, mas com resultados compensatórios.

1.1.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Desde sempre os sismos foram tidos como catástrofes naturais irremediáveis, contudo este fenómeno não é totalmente incontornável. Enquanto a ocorrência sísmica - local, hora e

⁴ Coeficiente que, simplificadamente, tem em conta os efeitos não lineares dos materiais. Depende do tipo de estrutura, dos seus materiais constituintes e da sua ductilidade (Costa A. G., 1989).

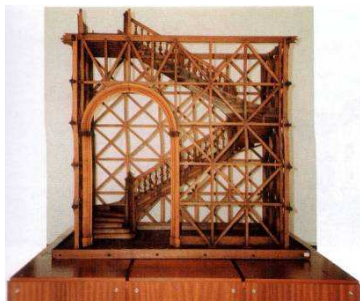
intensidade não são manipuláveis pelo Homem, os efeitos que a mesma provoca nas estruturas pode ser amenizado se estas forem concebidas com resistência adequada (Delgado, R. & Lopes, M., 2008).

Efectivamente, a preocupação em atenuar as consequências dos sismos surgiu há séculos atrás em zonas do globo onde havia maior recorrência sísmica. Contudo, foi em Portugal, na reconstrução de Lisboa, após o trágico sismo de 1755 (Figura 1.3), que foram implementadas técnicas e metodologias construtivas para incrementar a resistência sísmica das construções de forma sistemática e planeada à escala de uma cidade (Delgado, R. & Lopes, M., 2008).



Figura 1.3 - Ilustração da reconstrução de Lisboa, após o sismo de 1755 (Público, 2005)

Nos primórdios do segundo milénio as construções eram de pequeno porte, geralmente feitas em madeira, colocando um pouco de parte a preocupação com o comportamento estrutural face à ocorrência de um sismo. No final do séc. XVI, a utilização deste material entrou em decadência, dada a elevada combustibilidade do material, sendo substituído pela pedra e pelo tijolo, uma vez que eram materiais incombustíveis. A utilização destes materiais acarretou um inevitável aumento da massa da estrutura, o que, acumulado ao facto das ligações serem deficitárias, dotou-a de um comportamento sísmico inadequado. Nas construções com paredes de alvenaria de pedra, os pisos eram usualmente de madeira e a pedra apresentava má qualidade e a sua geometria era geralmente irregular. Desta forma, após o sismo de 1755, retomou-se a construção em madeira com a reconstrução da Baixa Pombalina, sendo o sistema da “Gaiola Pombalina” de implementação obrigatória. Este modelo consistia essencialmente numa estrutura tridimensional triangulada de madeira (Figura 1.4 a) preenchida por alvenaria e rebocada (Figura 1.4 b).



a)



b)

Figura 1.4 - Gaiola Pombalina (Delgado, R. & Lopes, M., 2008).

Entretanto, adoptaram-se modelos arquitectónicos menos capazes em termos sísmicos do que a Gaiola Pombalina, designadamente os Gaioleiros, fruto do desaparecimento da geração que

viveu o sismo e consequente esquecimento dos seus efeitos, adulterando as boas práticas construtivas utilizadas durante o século XIX, verificando-se, assim, um retrocesso na engenharia sísmica em Portugal.

Nos inícios do século XX, surge a engenharia sísmica como ciência procurando mitigar os efeitos dos sismos, dando-se os primeiros passos na regulamentação anti-sísmica (Delgado, R. & Lopes, M., 2008). No final desse mesmo século, com o desenvolvimento desta nova ciência, foi possível conceber edifícios com mais resistentes a este fenómeno. Contudo, uma percentagem significativa destes edifícios antigos perdura com grande insuficiência estrutural (Neves N. , 2004).

Posteriormente, surge a era do betão armado, sem preocupações a nível de ductilidade e apresentando ainda um comportamento sísmico deficitário.

É então no séc. XX que, com o desenvolvimento dos estudos sísmicos, se começam a construir estruturas mais eficientes em relação a estas acções. Porém, as construções antigas, nomeadamente as de alvenaria de pedra - tradicionais, continuam erigidas por todo o mundo, sendo a sua avaliação sísmica complexa, especialmente os parâmetros mecânicos dos seus constituintes.

Efectivamente, este tipo de análise tem ganho importância crescente no âmbito das campanhas de reabilitação estrutural, nomeadamente de património arquitectónico porventura pertencente a importantes centros históricos. O reforço estrutural, especialmente de estruturas antigas, mostra-se, desta forma, vital para a boa utilização das mesmas, acrescentando ao exposto eventuais alterações de função e consequentes agravamentos das acções com que foram projectadas e ainda a incontornável deterioração dos materiais (Martins, N., 2009). Em suma a caracterização sísmica por meio de ensaios experimentais e análises numéricas assume cada vez mais uma importância fulcral.

1.1.3. AÇORES

1.1.3.1. Sismicidade

Assume particular importância os sismos nos Açores, dado que o caso de estudo lá se localiza e, como tal, nesta secção particulariza-se as causas e efeitos deste fenómeno neste Arquipélago.

Os Açores, juntamente com o sul do continente, compõem as zonas nacionais de maior risco sísmico, apresentando uma actividade sísmica regular e intensa. Com efeito, este arquipélago apresenta elevado nível de sismicidade, ainda que as magnitudes registadas não sejam muito elevadas. “Nos Açores têm ocorrido regularmente importantes sismos que têm afectado as ilhas dos grupos Central e Oriental. A maior parte dos sismos ... sentidos pela população são caracterizados por abalos de curta duração (poucos segundos a poucas dezenas de segundos).” (Instituto de Meteorologia, IP Portugal)

Este nível de sismicidade deve-se ao enquadramento geográfico/tectónico do arquipélago - Falha da Glória, Rife da Terceira, Dorsal Médio Atlântica e ao sistema de falhas associado (Figura 1.5 e Figura 1.6, sendo que, na segunda figura, se pode identificar a azul a localização da microplaca dos Açores).

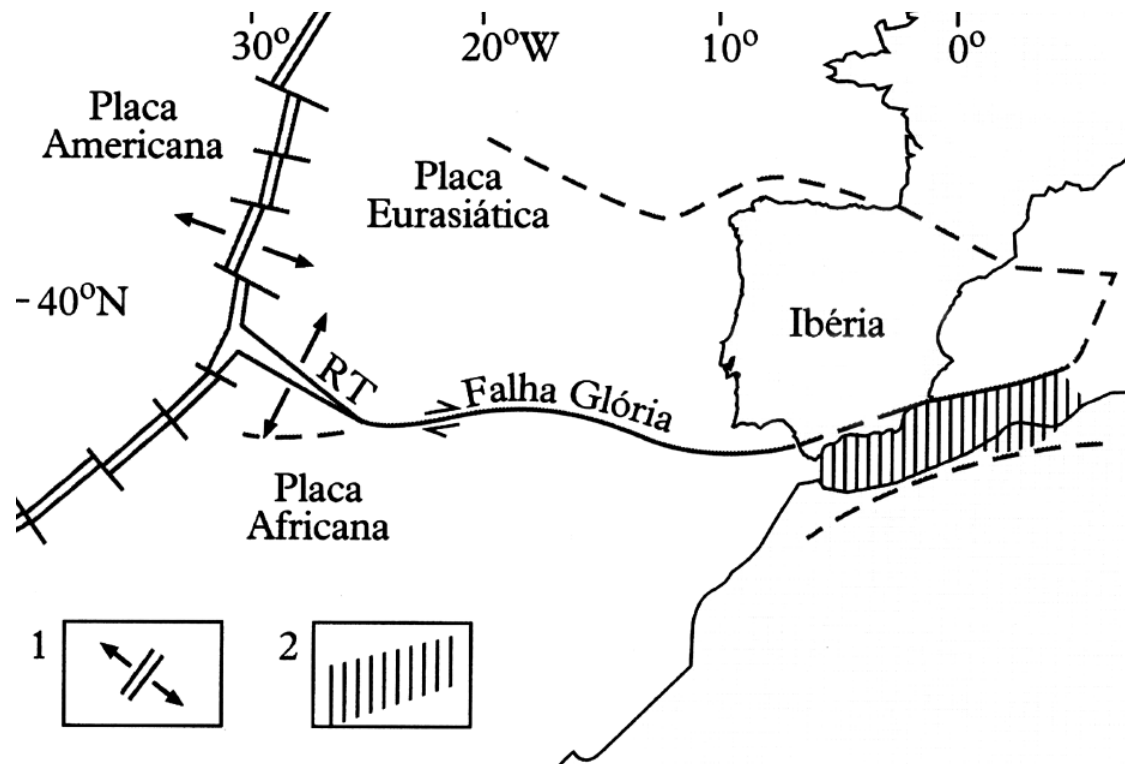


Figura 1.5 - Enquadramento geotectónico dos Açores (muito simplificado); 1 - Dorsal médio do Atlântico; 2 - Faixa de Compressão; RT- Rift da Terceira; (Ferreira A. , 2005)



Figura 1.6 - Enquadramento geotectónico do arquipélago dos Açores (Nunes, J., 2010).

No Quadro 1.1 identificam-se os principais sismos que afectaram o arquipélago dos Açores, onde se constata a regularidade sísmica, bem como as intensidades médias-altas.

Quadro 1.1 - Sismos de intensidade \geq VII na Escala IMM ocorridos no Arquipélago dos Açores.
Adapt. Nunes *et al.* (2007)

Data	Localidade / Ilha mais afectada	Máxima Intensidade Observada	Vítimas Mortais
1522/10/22	V. Franca / S. Miguel	X	4000 a 5000
1547/05/17	Zona N/Terceira	VII/VIII	>3
1571/08/?	? / Terceira	VII ?	
1591/07/26	V. Franca / S. Miguel	VIII/IX	"muitas"
1614/05/24	P. Vitória / Terceira	IX	>200
1713/12/08	Ginetes / S. Miguel	VIII	
1730/06/13	Luz/Graciosa	VIII/IX?	
1757/07/09	Galheta/ S. Jorge	XI	1046
1800/06/24	P. Vitória Terceira	VII/VIII	0
1801/01/26	S. Sebastião / Terceiro	VIII	2
1837/01/21	Guadalupe e S. Cruz Graciosa	IX ?	3
1841/06/15	P. Vitória / Terceira	IX	0
1852/04/16	Rib. Grande / S. Miguel	VIII	9 a 12
1881/02/09	Povoação / Miguel	VII?	1
1912/01/26	A. Heroísmo/Terceira		
1912/11/06	P. Vitória / Terceira	VII/VIII	
1926/08/31	Horta /Faial	X	9
1932/08/05	Povoação/ S. Miguel	VII	
1935/04/27	Povoação/ S. Miguel	VII	1
1937/11/21	S. Espírito/ S. Maria	VII	
1939/05/08	S. Espírito/ S. Maria Rib. Quente/ S. Miguel	VII	
1945/06/15	Capelo /Faial	VII	
1946/12/27	Serreta/ Terceira	VII/VIII	

Data	Localidade / Ilha mais afectada	Máxima Intensidade Observada	Vítimas Mortais
1950/12/29	Agualva/ Terceira	VII	
1952/06/26	Povoação e R. Quente S. Miguel	VII	
1952/06/26	Rib. Quente/ S. Miguel	VIII	
1958/05/13	Praia Norte e R. Funda Faial	VIII/IX	
1964/02/21	Rosais/ S. Jorge	VIII	
1967/08/10	M. Escuro/ S. Miguel	VII	
1968/06/17	Várzea/ S. Miguel	VII	
1973/11/23	Bandeiras/ Pico	VII/VIII	
1980/01/01	Doze Rib./Terceira	VIII/IX	61
1998/07/09	Ribeirinha/Faial	VIII/IX	8

No dia 09 de Julho de 1998 o arquipélago dos Açores foi afectado por um sismo com magnitude de 6, na escala de Richter, sendo o mais elevado desde 1980. O Epicentro localizou-se a 15 km a Nordeste de Horta (Latitude 38° 38,0'N; Longitude 28° 31,7'W)⁵ e foi sentido em quase todas as ilhas, tendo sido as ilhas do Faial e Pico as mais danificadas. Estes danos foram mais graves nas habitações mais vulneráveis de construção tradicional, Oliveira *et al.* (2008).

1.1.3.2. Construção Típica

Face à actividade sísmica e vulcânica do arquipélago as construções têm sofrido graves danos estruturais, a agravar ao facto de, por si só, não serem muito resistentes. Efectivamente, a casa típica Açoriana é construída por alvenaria de pedra (por vezes de má qualidade) e os pisos em madeira ou betão, sendo bastante vulneráveis aos sismos (Figura 1.7).



Figura 1.7 - Casa típica de alvenaria de pedra tradicional dos Açores (Panorâmio, 2010)

Tipo de Pavimento da ilha do Faial (Neves F. , 2008) (Martins, N., 2009)

No que diz respeito ao tipo de pavimento predominante na ilha do Faial este é constituído por soalho e vigas de madeira. As vigas estão espaçadas na ordem dos 0,40 m e encaixadas nas

⁵ Avaliação da magnitude sísmica e localização do epicentro conseguida através de redes regionais e locais. Os registos das estações sísmicas mais próximas ficaram saturados, devido à elevada magnitude e à proximidade, provocando um entrave ao cálculo de alguns parâmetros sísmicos.

paredes de alvenaria de pedra, como podemos ver na Figura 1.8, vencendo vãos de 3,50 a 4,00m.

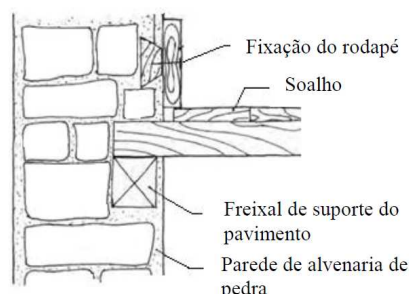


Figura 1.8 - Ligação das vigas à alvenaria de pedra (Lamas, B., 2003).

Por vezes, em algumas das construções, as vigas assentam sobre frechais de secção geralmente de $0,10 \times 0,10$ m, os quais possibilitam uma melhor distribuição das cargas pontuais das vigas em todo o comprimento da parede, permitindo que o pavimento trabalhe em conjunto. O soalho é constituído por tábuas de madeira com uma espessura que varia entre 0,022 e 0,025 m, assente no vigamento.

Um pavimento como o anteriormente descrito, ou seja, constituído por uma estrutura de madeira revestida a soalho, é uma estrutura leve e menos rígida. Em termos sísmicos é favorável o facto de ser leve, mas desfavorável o facto de ser pouco rígida, pois, esta última característica, reduz a capacidade de contraventamento da construção. Por sua vez, é a forma como cada elemento do soalho está ligado à viga que define a sua rigidez. Assim, verifica-se que os pavimentos de madeira convencionais, embora provocando menores forças sísmicas, têm limitações no que respeita à capacidade de contraventamento das paredes.

Em alguns edifícios foi efectuada a substituição integral dos elementos em madeira por vigas e laje de betão armado e noutros foi aplicada uma lajeta de betão armado nas zonas húmidas da casa que se apoia no vigamento de madeira existente. Nas novas ampliações dos edifícios quando a laje é de betão armado e madeira, designa-se de laje mista quanto ao tipo de pavimento.

Tipo de Cobertura da ilha do Faial (Neves F., 2008) (Martins, N., 2009)

Quanto às coberturas da ilha do Faial essas são essencialmente de dois tipos, com ou sem asna (Figura 1.9).

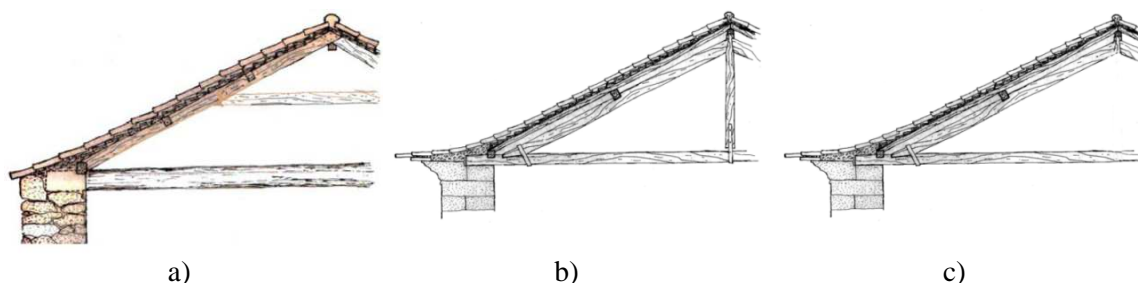


Figura 1.9 - Tipos de coberturas da ilha do Faial: a) Telhado à Francesa; b) Telhado à Cavalo; c) Telhado em tesoura;

Todas estas coberturas são constituídas por elementos de madeira que apoiam nas paredes-mestras, sendo comuns os telhados de duas águas. Nos edifícios rurais é mais usado o telhado em “tesoura”, enquanto nos edifícios urbanos é mais vulgar o telhado à “francesa” e à “cavalo”.

Sobre as estruturas das varas é fixado o forro ou guarda-pó de tábuas trincadas onde é assente a telha regional de canudo.

Na Figura 1.10 ilustram-se duas coberturas típicas do Faial, com varas inclinadas, de dimensões variáveis e vigas (linha) – transversais.



Figura 1.10 - Fotos de coberturas típicas da ilha do Faial (Neves N. , 2004).

Em algumas construções encontram-se simples asnas com escoras (Figura 1.11).

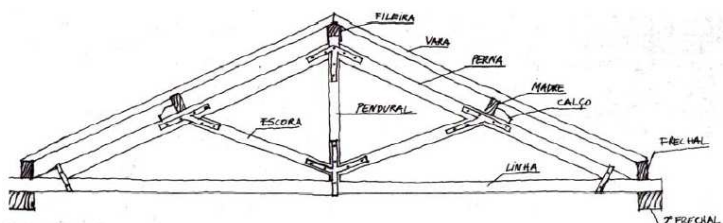


Figura 1.11 - Tipo de asna (Lamas, B., 2003).

À semelhança do pavimento, as coberturas típicas de madeira apresentam baixa rigidez, pois sob a acção sísmica cada asna funcionará isoladamente, a não ser que sejam implementados disposições de contraventamento especiais.

As ligações das coberturas às paredes de alvenaria, não são, geralmente, eficientes, uma vez que as vigas ou asnas apoiam simplesmente sobre a alvenaria, funcionando a ligação apenas por atrito, agravando o risco de queda para o interior das habitações. Ao exposto, acresce o facto de estas zonas serem muito propícias à interacção com a água o que fará com que a madeira apodreça rapidamente, diminuindo muito a sua resistência (Carvalho, E. & Oliveira, C., 1997).

Contudo, no que concerne ao comportamento sísmico, este é fortemente dependente não só da capacidade dos elementos estruturais transmitirem as forças de inércia geradas na estrutura devido à acção sísmica aos elementos de fundação, mas também da adequação das ligações entre os esses mesmos elementos (paredes-cobertura; paredes-pavimento; parede-parade), por forma a assegurar uma resistência sísmica adequada e a assegurar a estabilidade global (Coelho, 2003).

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação tem por objectivo fundamental a análise numérica dos efeitos sísmicos fora do plano em paredes de alvenaria de pedra de construções tradicionais.

O caso de estudo analisado foi uma habitação da ilha do Faial nos Açores - Casa da Canada do Sousa, a qual foi avassalada pelo sismo de 09 de Julho de 1998 e, posteriormente, a campanhas de inspecção, diagnóstico e intervenção. A estrutura foi modelada com base nesses levantamentos, sendo possível definir a sua geometria. Foi calibrada em termos de propriedades mecânicas da alvenaria, através dos registos desses ensaios “*in situ*”, permitindo a identificação das frequências nas três direcções.

Esta análise numérica foi elaborada com recurso ao programa de avaliação estrutural SAP2000 - Integrated Software For Structural Analysis & Design (CSI Berkeley, 2010), simulando a estrutura em vários cenários hipotéticos de reforço, tendo por solicitação a acção sísmica registada por sismógrafos, próximos deste local⁶, aquando da ocorrência do sismo.

A especificidade deste caso de estudo não invalida a analogia a outros casos semelhantes, uma vez que se trata de uma estrutura tradicional comum em todo o Mundo. Neste sentido, este trabalho pode constituir a base para a análise numérica sísmica de qualquer estrutura de alvenaria de pedra tradicional.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Postos os objectivos atrás enunciados, inicialmente foi elaborada uma pesquisa quanto à sismicidade dos Açores e construção típicas desta região em termos de pavimento e cobertura.

Após a introdução ao tema no Capítulo 1, de seguida no capítulo 2 compila-se o conhecimento actual do comportamento sísmico do tipo de estruturas a retratar, apresentando-se umas noções gerais sobre alvenaria, de seguida tecem-se considerações sobre a avaliação do comportamento desta no plano e fora do plano, apresentando-se, posteriormente técnicas de reabilitação estrutural que permitem melhorar esse comportamento. Por fim, ainda nesse Capítulo, são identificadas as metodologias de análise da resposta e vulnerabilidade sísmica.

De seguida, no capítulo 3 caracteriza-se o caso de estudo, em termos de geometria, materiais e estratégias de reforço que foram ensaiadas na casa.

Posteriormente, no capítulo 4 apresenta-se a modelação numérica da casa, em várias vertentes de análise, para possibilitar a análise da influência do pavimento e cobertura no comportamento global da estrutura, comparar a influência do comportamento da madeira do pavimento ser considerado ortotrópico ou isotrópico e avaliar das vantagens entre ligações eficientes (rígidas) face às que funcionam apenas unilateralmente.

No Capítulo 5 é avaliada a carga de colapso do mecanismo A1, como exemplo de análise fora do plano em estado limite último de derrube.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões gerais da dissertação, referentes à possibilidade de aplicação em futuros casos de estudo do mesmo tipo, bem como possíveis melhoramentos destes.

⁶ Acelerograma obtido a partir dos registos do Observatório Príncipe Alberto do Mónaco.

2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será elaborada uma síntese sobre particularidades da alvenaria de pedra. Seguidamente, procura-se retratar o comportamento desta no plano e fora do plano. Agrupam-se as técnicas de reabilitação estrutural possíveis e, finalmente, abordam-se as metodologias de análise da resposta e vulnerabilidade sísmica da alvenaria.

2.2. NOÇÕES GERAIS SOBRE ALVENARIA

Entende-se por alvenaria a associação de um conjunto de unidades de alvenaria (tijolo, blocos, pedras, etc.) e, geralmente argamassa, que possui propriedades mecânicas intrínsecas capazes de constituir elementos estruturais (Lança, P., 2010).

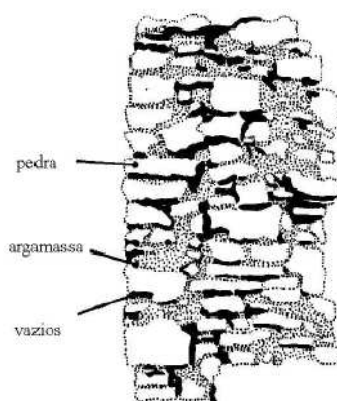


Figura 2.1 - Esquema de secção transversal de uma parede de alvenaria de pedra tradicional pedra irregular: pedra, argamassa e vazios, Binda *et al.* (1993).

As paredes de alvenaria de pedra podem ser regulares ou irregulares, conforme ilustram a Figura 2.2a e Figura 2.2b, respectivamente.

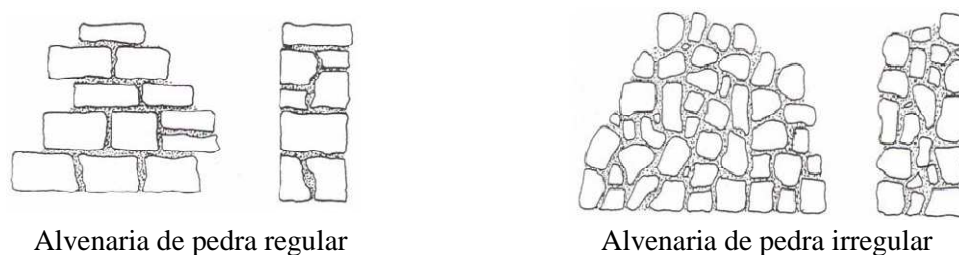


Figura 2.2 - Tipos de alvenaria de pedra mais comuns em edifícios tradicionais (Ferreira, T., 2009).

Podem ainda ser classificadas quanto ao número de panos em simples ou duplo. Este último tipo pode ter no interior enchimento, conforme esquematiza a Figura 2.3.

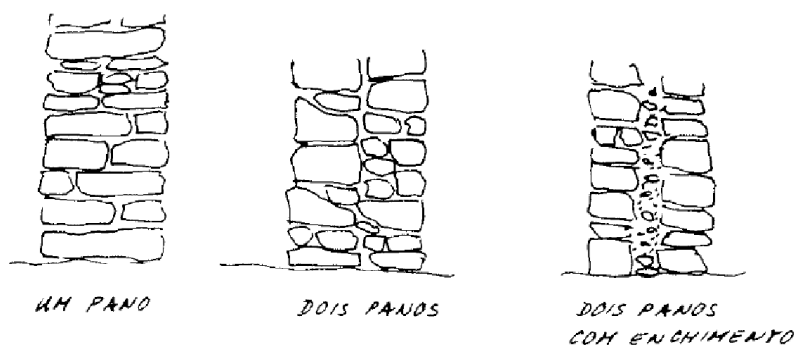


Figura 2.3 - Esquemas construtivos de paredes de alvenaria de pedra de um ou dois panos (Mascarenhas, J., 2003).

Na Figura 2.4 ilustram-se secções transversais de paredes de pano simples e duplo.

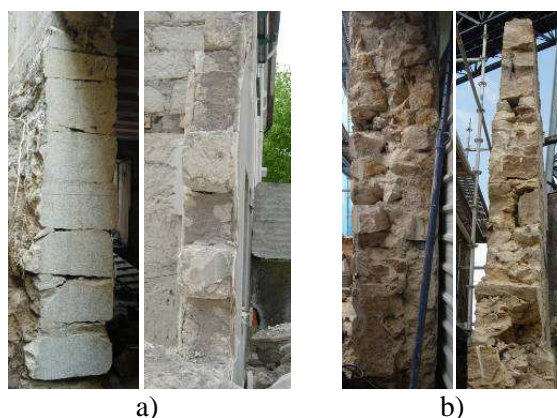


Figura 2.4 - Tipologias de secção transversal: a) pano simples e b) pano duplo, Almeida, C. (2010).

Este material caracteriza-se por um elevado peso próprio que permite a estabilização de forças horizontais derrubadoras e deslizantes. Para tal, estas são concebidas com uma elevada espessura, para que, reduzindo a esbelteza, se diminua o risco de instabilidade por encurvadura e, por outro lado tenham capacidade resistente adequada.

As paredes de alvenaria constituem elementos rígidos muito pesados, tendo como principais características mecânicas:

- razoável a boa resistência a esforços de compressão, dependendo do tipo de alvenaria;
- baixa resistência ao corte e ductilidade;
- muito baixa resistência à flexão e à tracção (Ferreira, A., 2003).

A alvenaria é um material estrutural com alguma capacidade de redistribuição de esforços devido à sua distribuição bastante densa e contínua. Desta forma, as falhas estruturais são, felizmente e na maioria das vezes, observadas atempadamente devido a grandes fendas, desaprumos de paredes, queda parcial de material, entre outras causas (Costa, A. A., 2010).

No que concerne aos efeitos sísmicos neste tipo de construções, pode dizer-se que resistem melhor às acções verticais que horizontais, uma vez que estas últimas desenvolvem forças laterais, devido à força que se mobiliza nela própria. Como comprova a 2ª Lei de Newton, as forças provocadas pelo sismo serão tanto maiores quanto mais massa tiverem as paredes e maior for a aceleração na base. Contudo, quanto mais rígida for a estrutura, maiores serão as forças que se opõem à deformação (Carvalho, E. & Oliveira, C., 1997), logo menores serão os deslocamentos provocados pelo sismo.

Consoante o tipo de alvenaria de pedra - regular ou irregular, a estrutura apresenta diferentes comportamentos face à ocorrência de um sismo:

- alvenaria de pedra regular - melhor desempenho;
- alvenaria de pedra irregular, de junta seca ou terra não compactada - pior desempenho.

A rotura de uma parede devido a um sismo pode dar-se por deslizamento em relação à fundação ou por fendilhação. As aberturas nas paredes prejudicam o seu desempenho aquando da ocorrência de um sismo, pois quebram a ligação material na descarga das forças. Da mesma forma, o mau funcionamento das ligações entre os cunhais faz com que as paredes não trabalhem em conjunto, desintegrando-se mais facilmente (Carvalho, E. & Oliveira, C., 1997).

Enquanto técnica construtiva, a alvenaria de pedra tem vindo ao longo do tempo a sofrer alterações quer no tipo de utilização quer no que concerne às propriedades físico-mecânicas que a caracterizam. Actualmente é mais utilizado como material não estrutural (Ferreira, T., 2009), porém perduram no tempo importantes centros históricos com estruturas de alvenaria de pedra tradicional que pelo seu importante valor patrimonial interessam conservar.

2.3. COMPORTAMENTO PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA NO PLANO E FORA DO PLANO

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Conforme referido anteriormente, as acções sísmicas provocam uma excitação na base que se propaga através dos elementos verticais ao longo da altura, originando forças de inércias que são contrariadas pelos elementos resistentes. Caso as forças de inércias não sejam absorvidas pelos elementos resistentes, ocorre o colapso da estrutura, para que seja atingido o equilíbrio do sistema, Oliveira *et al.* (2008).

Cada elemento da estrutura ou sub-estruturas tem que estar em equilíbrio, sendo passível de se formarem mecanismos de colapso durante a actuação de uma acção sísmica. Os colapsos associados a painéis de alvenaria estão, então, associados à formação de modos locais, os quais podem determinar o colapso parcial ou mesmo total da estrutura.

As paredes de alvenaria respondem simultaneamente no plano e fora do plano, não sendo estas respostas independentes entre si. Estas roturas (no plano e fora do plano) têm mecanismos diferentes, conforme adiante se refere, e dependem muito da forma como as paredes estão ou não ligadas às restantes, ao pavimento e à cobertura.

O comportamento no plano é aquele que confere a resistência última à construção. O comportamento fora do plano é o que pode ser activado mais cedo e se tal ocorrer o comportamento no plano nem sequer ocorre, ou seja se o pavimento não agarrar dá-se a rotura fora do plano, sem se dar no plano das paredes.

2.3.2. COMPORTAMENTO NO PLANO

A resposta no plano será primeiramente resultado da resistência da parede às forças de inércia de outras partes. Na Figura 2.5 ilustram-se os três mecanismos de colapso no plano, propostos por D'Ayala *et al.* (1997).

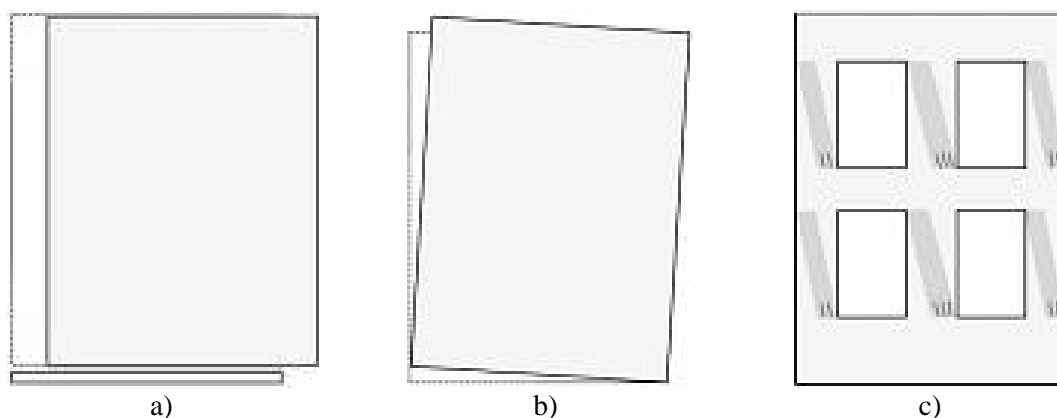


Figura 2.5 - Mecanismos de rotura no plano: a) escorregamento nas ligações; b) derrubamento global; c) escorregamento à compressão dos nembos entre aberturas, D'Ayala *et al.* (1997).

Em (Tomazevic, M., 1999) identificam-se os mecanismos que se podem desenvolver numa parede de alvenaria, por deslizamento, corte ou flexão (Figura 2.6).

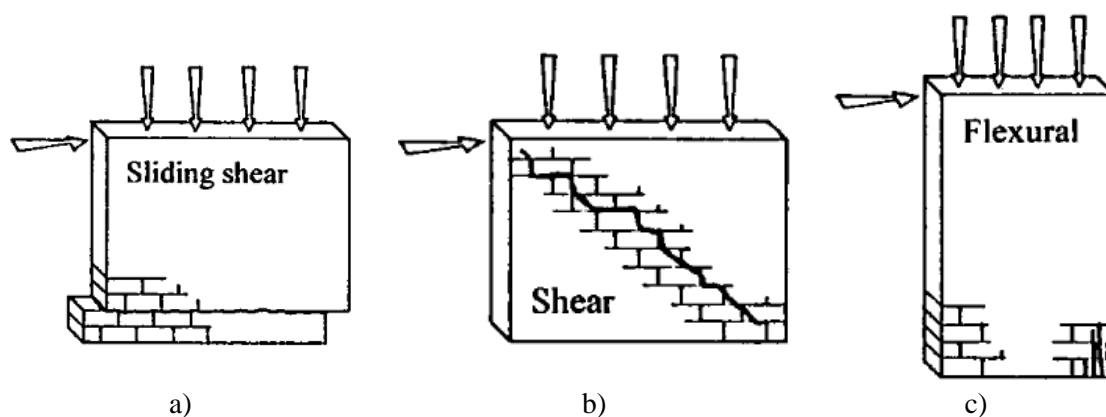


Figura 2.6 - Mecanismos de rotura da alvenaria: a) Deslizamento de corte; b) Corte; c) Flexão (Tomazevic, M., 1999);

Em (Costa, A. A., 2007) ilustram-se três casos onde se identificam estes três mecanismos (Figura 2.7).

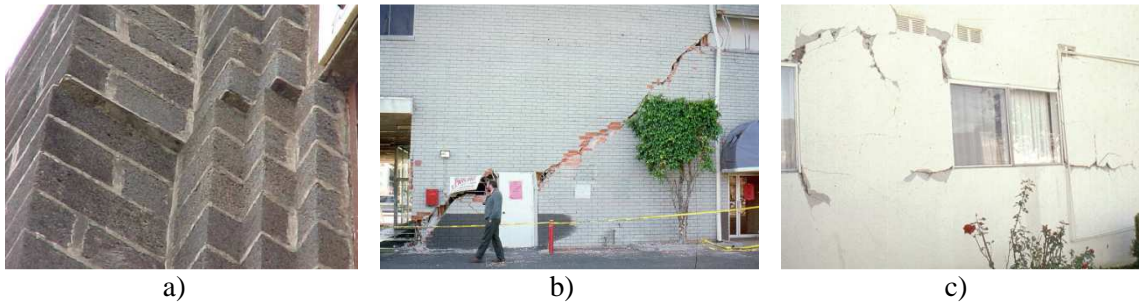


Figura 2.7 - Fotografias de mecanismo de rotura: a) Deslizamento de corte - Azores, 1998; b) Corte - Northridge, 1996; c) Flexão - Northridge, 1996 (Costa, A. A., 2007).

Os danos das paredes no plano estão intimamente associados à eficiência das ligações entre os elementos e com a qualidade da alvenaria. Por vezes as fendas inclinadas atravessam praticamente toda uma parede exterior, quando os elementos de alvenaria têm boa ligação (Figura 2.5 b). Em outros casos, o padrão de fissuração concentra-se nos nêmbos de alvenaria entre as aberturas do piso térreo (Figura 2.5 c, Figura 2.8). Estas últimas situações encontram-se quando se utilizam sistematicamente ligações ou nos edifícios mais recentes com as cintas de betão armado (Carocci, C., 2010).

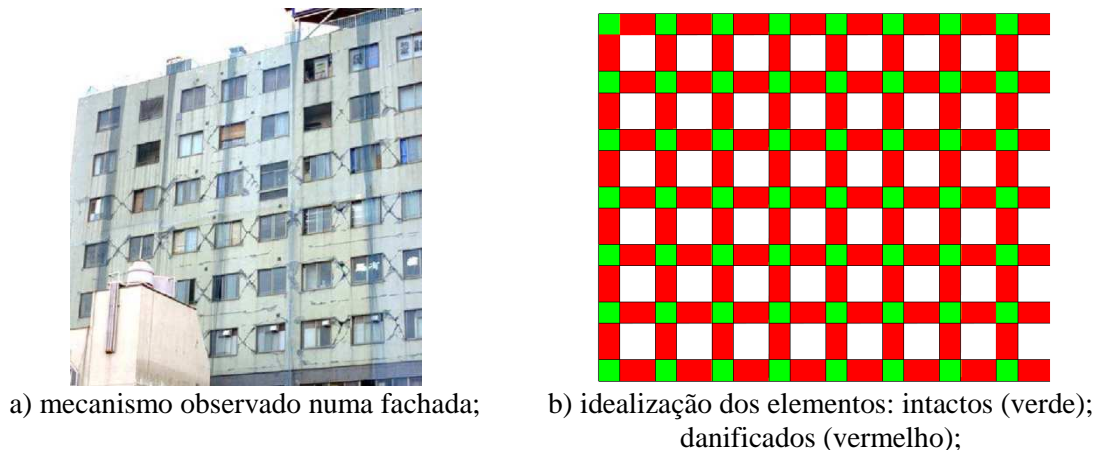


Figura 2.8 - Danos provocados por um sismo num edifício (Costa, A. A., 2007).

Conforme (Carocci, C., 2010), a observação dos danos no plano, deve ter em conta a eficácia de anteriores intervenções anti-sísmicas desenvolvidas em construções de edifícios de alvenaria existentes. Estas intervenções, com a implementação de dispositivos para melhorar o comportamento estrutural, restringem ou alteram os mecanismos de colapso (Figura 2.9).

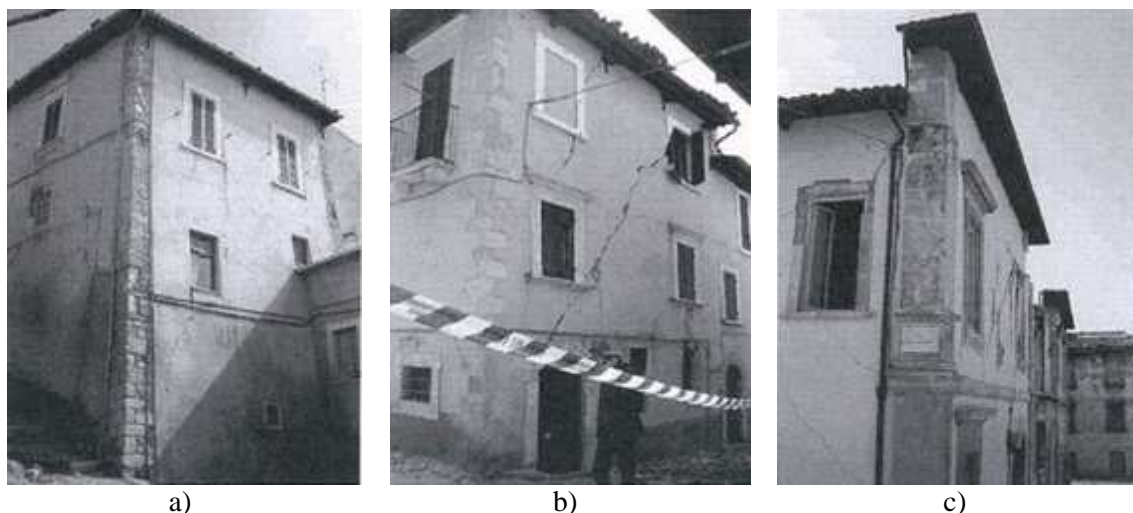


Figura 2.9 - a) resposta no plano devida à utilização sistemática de tirantes; b) grandes fendas provocadas pela boa ligação entre os elementos de alvenaria; c) derrube contrasta com a resistência das ligações permitidas no plano das paredes (Carocci, C., 2010).

Ainda segundo a mesma autora, a limitação do derrube da fachada (comparando com os danos causados pelas grandes deslocamentos no plano da parede) leva a crer que estas medidas sistemáticas de ligação desempenham um papel essencial no comportamento da estrutura como caixa - “box-building”. Assim, previnem-se os mecanismos fora do plano e limita-se o risco de colapso.

2.3.3. COMPORTAMENTO FORA DO PLANO (COSTA, A. A., 2010), (CAROCCI, C., 2010)

Apesar do fenómeno de colapsos fora do plano ainda hoje se verificar, as primeiras considerações datam de 1802, tendo sido apresentadas por Rondelet (Rondelet, J., 1802) com a identificação de três mecanismos principais de rotura (Figura 2.10). A propensão para formar cada um destes mecanismos está relacionada com as condições fronteira, com a presença de elementos de travamento e com o tipo de alvenaria e seu aparelho (Costa, A. A., 2010).

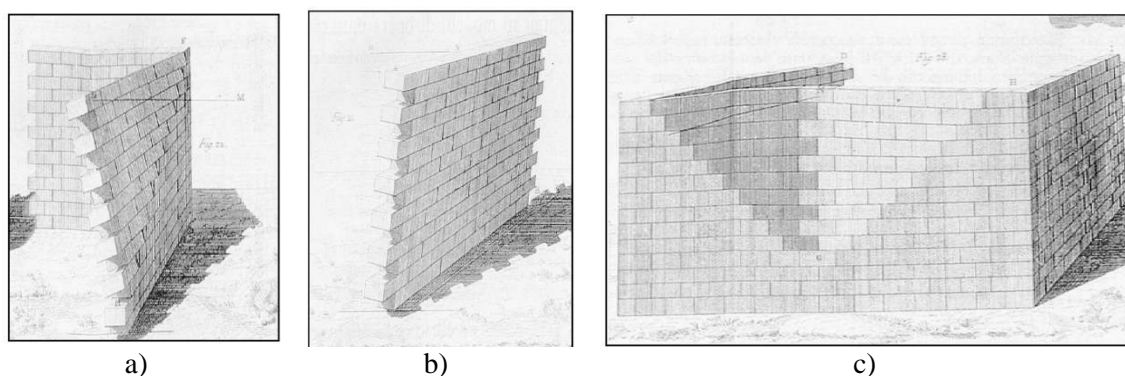
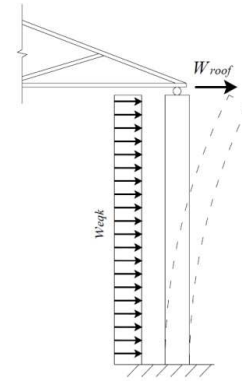


Figura 2.10 - Mecanismos de colapso fora-do-plano - Rondelet (Rondelet, J., 1802).

Foram ao longo do tempo propostas por vários investigadores da área soluções para evitar o colapso fora-do-plano. Entre essas soluções designam-se a colocação de ligadores (ou juntouros) entre elementos horizontais e verticais, a utilização de tirantes de ferro fundido e de madeira, entre outras (Costa, A. A., 2010), contudo, ainda hoje esse fenómeno se verifica (Figura 2.11, Figura 2.12).



a)



b)

Figura 2.11 - Efeito da acção sísmica: a) activação de mecanismo de colapso fora-do-plano, Sismo Açores 1998; b) esquema representativo da influência da cobertura (Costa, A. A., 2010).



Figura 2.12 - Efeito da acção sísmica - activação de mecanismo de colapso fora-do-plano, Sismo L'Aquila 2009 (Costa, A. A., 2010).

Podem ser várias as causas de ocorrência de colapso fora do plano (Costa, A. A., 2010):

- acções dinâmicas como sismos, explosões e vento;
- assentamento das fundações;
- alterações de coberturas ou pisos;
- impulsos horizontais - cobertura;
- insuficiente travamento das paredes;
- infiltrações nas paredes;
- longos panos sem travamento;
- tirantes sem posicionamento eficaz.

As análises fora-do-plano elaboram-se verificando a estabilidade da parede através de um factor de segurança que é dado pelo factor de carga que instabiliza a parede (parte ou toda). Conforme mencionado por (Costa, A. A., 2010), o colapso fora do plano pode dar-se por instabilidade ou rotura por esmagamento da secção comprimida, sendo a primeira causa a mais frequente. Porém, mesmo que o mecanismo seja activado, nem sempre dá origem ao derrube da parede.

Como refere (Carocci, C., 2010), o uso sistemático de tirantes de ligação entre paredes pode ser a causa de se verificarem deslocamentos fora do plano pontuais, Figura 2.13.



Figura 2.13 - Inadequada aplicação de tirante, Onna, 29 Abril 2009 (Costa, *et al.*, 2009).

As fendas que causam destacamento da fachada (para fora do plano), são geralmente muito extensas, tanto perto dos cunhais como entre as paredes e são causadas por ligações não eficientes e envolvem uma parte das paredes ortogonais. Na maioria dos casos, a parte envolvida no mecanismo de derrube é limitada pela altura do piso térreo e, por vezes, o movimento envolve uma parte da parede que engloba os dois andares, causado por uma falta de conexão com a alvenaria na estrutura do piso superior, Figura 2.14, (Carocci, C., 2010).

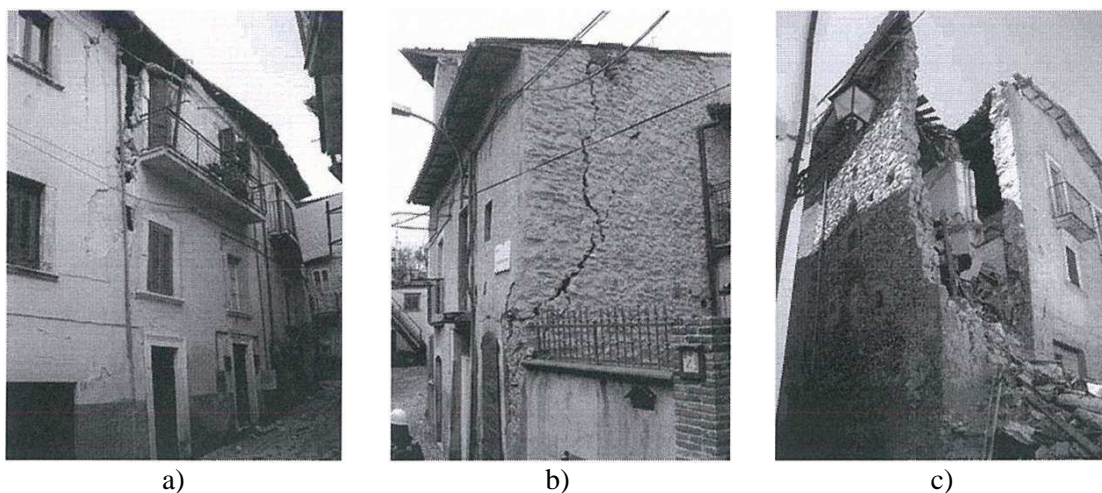


Figura 2.14 - a) Derrube da parte superior de uma parede exterior; b) Derrube envolvendo uma parte da parede ortogonal; c) Colapso de dois pisos da fachada (Carocci, C., 2010).

São também comuns os danos provocados por tensões localizadas no topo das paredes, materializados em fissuras e no destacamento de pequenas partes de alvenaria que abrem próximo das aberturas (Figura 2.15).



Figura 2.15 - a) Colapso da parte superior da parede sobre o lintel da janela; b) fracturas localizadas acima do lintel de uma abertura, (Carocci, C., 2010).

2.3.4. INTERACÇÃO ENTRE COMPORTAMENTO NO PLANO E FORA DO PLANO

Pelo enunciado anteriormente, facilmente se depreende que o comportamento no plano e fora do plano das paredes de uma estrutura de alvenaria de pedra se inter-influencia. Efectivamente, a resistência sísmica da estrutura de alvenaria, como também mencionado anteriormente, funciona como uma caixa “box-building”, sendo mobilizada a resistência ao corte pelas acções de membrana das paredes e diafragmas. Este comportamento da estrutura é fortemente agravado quando:

- no plano, a estrutura apresenta resistência ao corte e rigidez insuficientes, sobretudo no caso de paredes com aberturas;
- incapacidade de mobilização de um diafragma rígido (ao nível dos pavimentos e/ou cobertura), capaz de promover uma boa transferência de forças, principalmente no caso de sistemas de coberturas flexíveis;
- instabilidade fora do plano das paredes sobretudo paredes delgadas, por exemplo, paredes de empena.
- ligações deficitárias entre os componentes, que comprometem a integridade estrutural do edifício, não funcionando este como uma unidade.

Assim se compreende que estes danos podem ser causa-efeito uns dos outros, devido à interacção das várias partes da própria estrutura, conforme se demonstra no esquema da Figura 2.16.

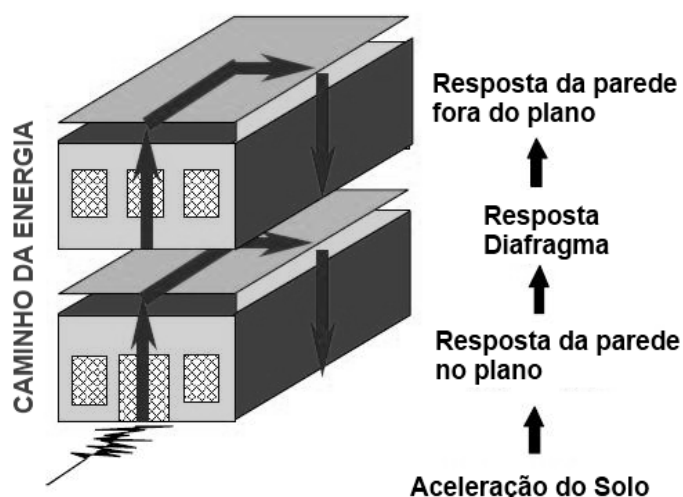


Figura 2.16 - Transmissão da energia no plano e fora do plano num edifício de dois pisos - Adapt. Ranka et al. (2009).

2.4. TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO ESTRUTURAL

2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A reabilitação sustentada do património edificado não deve passar por um solucionar de problemas com outro tipo de soluções estruturais que, por ventura, se conheça melhor, mas que violam a sua essência e história, mas preservando estas características. Este esforço exige novas competências aos profissionais da área, pois a compreensão e tratamento do existente impõe um conhecimento muito mais alargado (Costa, A. A., 2010), o qual, geralmente, não foi devidamente explorado em fase académica.

Assim, planear estas novas intervenções exige a aplicação de metodologias que respeitem a identidade cultural das construções, identificando objectivamente as características dos materiais e da própria estrutura, assim como a origem das patologias. Desta forma, assim como os médicos, para tratar os seus doentes, adoptam uma metodologia faseada (Anamnese; Diagnóstico; Terapia; Controlo), também os engenheiros o devem fazer com as estruturas antigas, com uma abordagem idêntica (Roque, J. & Lourenço, P., 2003).

Com estas novas exigências, surge a necessidade de uma correcta caracterização e conhecimento da construção, tendo em conta os elementos constituintes, suas particularidades e a história. Porém, a falta de meios ou de conhecimento nem sempre permite uma definição exaustiva de todas as características essenciais (Costa, A. A., 2010).

A caracterização mecânica dos elementos de cada edifício e a interacção com outros edifícios tornam “cada caso, um caso”. De facto, é a integração de um edifício num conjunto ou, por oposição, a permanência deste isolado, bem como a contribuição de cada elemento na estrutura que condicionam maioritariamente o comportamento fora-do-plano das paredes de alvenaria, quer para cargas estáticas ou dinâmicas (Costa, A. A., 2010).

Neste contexto, os ensaios experimentais de campo são de grande utilidade, pois têm por finalidade conseguir uma correcta caracterização, em operações de inspecção/diagnóstico, do edificado, contudo, o tipo de alvenaria e as suas particularidades (tipo de aparelho, existência de paredes ortogonais e ligadores a elementos horizontais), dificultam esta tarefa.

Desta forma, a aplicação de metodologias de ensaios a casos práticos permite a:

- correcta caracterização do comportamento fora-do-plano de paredes de alvenaria;
- definição quantitativa da eficiência de soluções de reforços estruturais em construções tradicionais para o caso de acções sísmicas (Costa, A. A., 2010).

Têm sido realizadas poucas pesquisas sobre o comportamento dos escombros e estruturas de paredes de pedra são constantemente abandonadas em vez de serem reparadas com técnicas adequadas, Penazzi *et al.* (2001). Não obstante o desmazelo em muitas estruturas, tem-se assistido a uma consciencialização crescente da necessidade de intervenção em estruturas deste tipo por parte da população em geral. Efectivamente, várias estruturas foram já sujeitas a técnicas de reabilitação estrutural tendo-se ampliado o conhecimento nesta área.

2.4.2. TÉCNICAS

A investigação e experiência na utilização de várias técnicas têm permitido identificar as que melhor se ajustam a cada situação, desta forma, caracterizam-se, de seguida, as que se utilizam mais frequentemente e suas aplicações.

Quadro 2.1 - Técnicas de reabilitação estrutural - Adapt. (Roque, J. & Lourenço, P., 2003).

Descrição	Tipo	Aplicação	Características	Objectivo	Obs.
Injecções		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Paredes degradadas 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Requisitos da calda: <ul style="list-style-type: none"> - Resistência, - penetrabilidade, - compatibilidade; ▪ Conjugação com outras técnicas - pregagens transversais (paredes compostas). 	Melhorar desempenho mecânico do material	
Pregagens	Pregagens generalizadas Pregagens transversais	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Reforço da alvenaria como material (generalizadas ou transversais); ▪ melhorar ligações estruturais (pregagens costura) (Valluzzi, M., 2000) 	<ul style="list-style-type: none"> - não aconselháveis para paredes com espessuras inferiores a 50 cm; - invasivas; - resultados discutíveis. (Appleton, J., 1993) 		
			<ul style="list-style-type: none"> - solução prática; - eficaz no controlo da dilatação transversal das paredes (Valluzzi, M., 2000). 		Podem ser combinadas com outras técnicas.
Tirantes (eventualmente pré-esforçados)		Não aconselháveis para paredes com espessuras inferiores a 50 cm (Hill, P. & David, J., 1995).		Melhoria do comportamento estrutural.	Níveis de pré-esforço: baixos (Ganz, H., 1990); Utilização: reduzida.
Refechamento de juntas		<ul style="list-style-type: none"> ▪ paredes de junta regular: <ul style="list-style-type: none"> - melhora o comportamento em serviço; - aumenta a resistência última (principalmente com pregagens transversais, mesmo com elevadas compressões.), Binda <i>et al.</i> (1999) 		Restabelecimento da integridade das paredes; Melhoria da protecção das faces das paredes; Melhoria da resistência mecânica.	

Descrição	Tipo	Aplicação	Características	Objectivo	Obs.
Desmonte e reconstrução			<p>Vantagem nas alvenarias antigas:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ facilitar a correcção de deficiências; ▪ permitir recuperar material degradado; ▪ melhorar a qualidade construtiva das alvenarias (Carocci, C., 2001). 		
Rebocos armados	<ul style="list-style-type: none"> ▪ paredes estruturalmente em bom estado; ▪ acentuada degradação superficial. 				<p>Efeitos: melhoria das ligações entre as paredes; melhoria no controlo da fendilhação; aumento da resistência ao corte; aumento da ductilidade. Condicionantes: estéticos, Hamid <i>et al.</i> (1994).</p>
Encamisamento com betão armado	apenas em último caso.		Técnica invasiva; Semelhante aos rebocos armados (com maiores requisitos mecânicos).		
Elementos reticulados de betão paralelos à estrutura	<ul style="list-style-type: none"> - má solução; - deficiente ligação entre materiais novos e existentes (principalmente em zonas sísmicas), (Appleton, J., 1993). 				

2.5. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA RESPOSTA E VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ALVENARIA

2.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em importantes centros históricos citadinos a prevenção e mitigação dos danos sísmicos em edifícios históricos está associada à capacidade de implementação de programas de reforço estrutural. Estes devem ter em linha de conta o valor cultural e económico inerente a cada estrutura histórica, procurando responder às exigências estéticas e estruturais de cada tipo de construção, fornecendo, concomitantemente, fiabilidade no desempenho em futuros sismos (D'Ayala, D. & Speranza, E., 2003).

Para que tal tarefa seja levada a cabo é necessário avaliar o estado das edificações existentes, ou seja a sua vulnerabilidade sísmica⁷, de forma a sustentar as estratégias de reforço, conforme traduz o esquema da Figura 2.17.

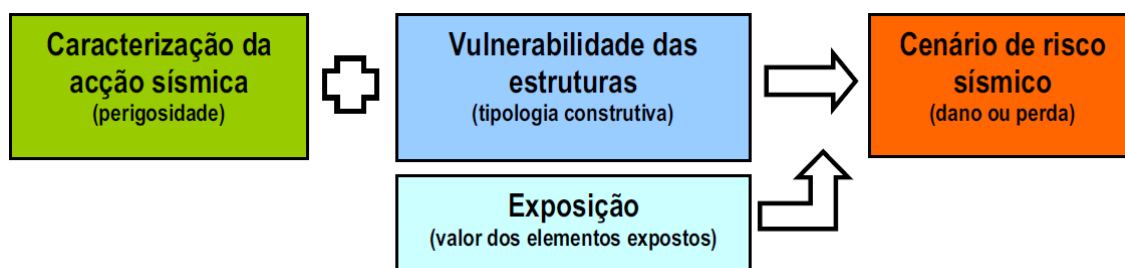


Figura 2.17 - Processo de obtenção de cenários de risco (Vicente, R., 2008).

Grunthal propôs uma classificação das estruturas em seis classes de vulnerabilidade, de A (maior vulnerabilidade) a F (menor vulnerabilidade), definidas em função dos materiais empregues na construção e do nível de concepção sismo-resistente, descrita na escala EMS-98 (Quadro 2.2).

⁷ Vulnerabilidade Sísmica - propriedade intrínseca da estrutura do edifício, uma característica do seu comportamento face a uma acção sísmica, descrita por uma relação causa-efeito, em que o sismo é a causa e o efeito é o dano sofrido, Vicente *et al.* (2005).

Quadro 2.2 - Definição das classes de vulnerabilidade segundo o EMS-98 Adapt. (Grünthal, G., 1998)

TIPO DE ESTRUTURA		Classe de Vulnerabilidade					
		A	B	C	D	E	F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	○					
	Adobe	○—					
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	---○					
	Alvenaria de pedra aparelhada (silhares)	---○---					
	Alvenaria de blocos de betão ou tijolo (não reforçada)	---○---					
	Alvenaria com pavimentos em betão armado	---○---					
	Alvenaria reforçada/Alvenaria confinada			---○---			
BETÃO ARMADO	Estrutura porticada em betão armado sem CSR ou com CSR mínimo ¹	-----○---					
	Estrutura porticada em betão armado com CSR moderado		-----○---				
	Estrutura porticada em betão armado com CSR elevado			-----○---			
	Estrutura de paredes em betão sem CSR ou com CSR mínimo		---○---				
	Estrutura de paredes em betão armado com CSR moderado		---○---				
	Estrutura de paredes em betão armado com CSR elevado			---○---			
METÁLICA	Estrutura metálica			-----○---			
MADEIRA	Estrutura de madeira		-----○---				
¹ CSR – Conceção sísmo-resistente							
○ classe mais provável		---	---	margem para classe menos provável		---	---
				margem de classe provável			

Conforme se verifica, a alvenaria de pedra compreende as classes de maior vulnerabilidade sísmica, de entre os tipos de estruturas.

2.5.2. MÉTODOS DE ANÁLISE LINEAR OU NÃO LINEAR

Existem vários tipos de análises mecânicas baseadas em modelos matemáticos para avaliação da vulnerabilidade sísmica e consequentemente avaliar o comportamento no plano e fora do plano das paredes de alvenaria, Ranka *et al.* (2009):

- análise estática linear;
- análise estática não-linear;
- análise dinâmica linear;
- análise dinâmica não-linear.

Na análise estática linear (método simplificado de análise estática) a estrutura é modelada como equivalente a um sistema de vários graus de liberdade com um comportamento linear elástico e um dado amortecimento viscoso equivalente. Com base na frequência e amortecimento da estrutura, determina-se a aceleração espectral regulamentar. A essa aceleração corresponde um determinado corte basal, que será, então, distribuído em altura de acordo com perfil descrito em regulamento. A força estática equivalente é então distribuída em altura de forma constante ou triangular, baseando-se numa estimativa da primeira frequência do edifício.

A análise para a determinação das forças e deslocamentos é linear elástica.

Tem como principais vantagens o baixo custo e tempo de execução e como desvantagem a restrição na aplicabilidade, só sendo viável quando se trata de edifícios regulares, em que o primeiro modo de vibração é predominante.

No caso de uma análise linear dinâmica o edifício é modelado com múltiplos graus de liberdade (MDOF), a matriz de rigidez é linear elástica e o amortecimento é considerado do tipo viscoso. O sismo é introduzido como uma acção temporal (time-history). A resposta sísmica pode ser obtida por análise modal e integração da resposta para cada modo de vibração, apenas considerando os modos com uma contribuição relevante ou por métodos de integração directa, utilizando para tal a matriz de amortecimento. A análise para a determinação das forças e deslocamentos é linear elástica.

Tem a vantagem da consideração dos modos mais elevados ser adequada para construções irregulares e a desvantagem da sua aplicabilidade diminuir com o aumento da não linearidade da estrutura.

Tratando-se de uma análise não linear estática o modelo incorpora características não lineares da força e da deformação dos elementos, devido à resposta do material ser inelástica. A curva que representa a força “vs” deformação não linear é chamada curva de *pushover* e obtém-se submetendo o edifício a forças laterais crescentes ou a um aumento dos deslocamentos, acções estas distribuídas ao longo da altura do edifício, de modo uniforme, de forma linear ou em correspondência com o primeiro modo de vibração, até ao colapso da estrutura.

Tem como vantagem o facto de ter em conta os efeitos da resposta não linear do material e, portanto, as forças e deformações serão mais próximas das esperadas durante o sismo. A desvantagem é que é um método inadequado para estruturas irregulares, para as quais os modos de vibração mais elevados tornam-se importantes.

Para as análises não lineares dinâmicas o modelo é semelhante ao caracterizado anteriormente (não-linear estático), integra directamente a resposta inelástica e, geralmente define o material por elementos finitos. A acção sísmica é introduzida com a história das acelerações e a análise faz uma avaliação da resposta passo a passo. Descreve o perfil exacto de deslocamentos, a propagação das fendas, a distribuição das tensões verticais e de corte, a forma das curvas histeréticas, entre outros resultados.

As análises sísmicas podem ser efectuadas por qualquer uma das análises anteriormente referidas (estáticas - lineares ou não lineares; dinâmicas - lineares ou não lineares) ou por análises em estado limite de colapso. Em particular a análise dinâmica não linear, permite incorporar o comportamento não linear da alvenaria e/ou das ligações desta aos restantes elementos da estrutura. Por seu turno as análises de limite de colapso têm por base a identificação de mecanismos e avaliação da carga crítica (aceleração) necessária para os activar.

2.5.3. MÉTODOS BASEADOS EM MECANISMOS DE COLAPSO (D'AYALA, D. & SPERANZA, E., 2003), (D'AYALA, D., 2003-B), (GIUFFRÈ, A., 2003)

Ao longo dos últimos dois séculos, foram apresentadas várias propostas para a avaliação analítica da vulnerabilidade sísmica utilizando coeficientes de colapso calculados através de conceitos mecânicos para prever o mecanismo de colapso que irá ocorrer e os consequentes danos. Estes métodos eram baseados em abordagens estatísticas, através de modelos estruturais rudimentares, identificando os parâmetros fundamentais e atribuindo-lhes pesos, Augusti *et al.* (1985), Benedetti *et al.* (1988), (Coburn, A. & Spence, R., 1992), Corsanego *et al.* (1986).

2.5.3.1. VULNUS - Bernardini

O tipo de método inicialmente proposto por Bernardini (Bernardini, 1999), foi o VULNUS, desenvolvido para avaliar a vulnerabilidade de construções de alvenaria não reforçada (URMB), usando a teoria da lógica difusa (fuzzy-set⁸)

2.5.3.2. FaMIVE - D'Ayala e E. Speranza

FaMIVE, Failure Mechanisms Identification and Vulnerability Evaluation (D'Ayala, Spence, Oliveira, & Pomonis, 1997), (D'Ayala, D., 1999), (D'Ayala, D. & Speranza, E., 2002) é um outro método, desenvolvido ao longo dos últimos cinco anos, baseado em coeficientes de colapso, que se destina a avaliar a vulnerabilidade de construções e centros de cidade históricos. O método encontra-se informatizado e consiste na avaliação de um estado limite inferior das paredes de fachada de edifícios de alvenaria. Trata-se de uma análise estática equivalente, pois permite calcular a capacidade de corte máxima em termos de aceleração crítica (a/g), que irá provocar o início de um dado mecanismo de colapso. Deste modo, é possível prever os possíveis mecanismos de rotura e os níveis de vulnerabilidade para edifícios isolados ou em grupo, em relação aos níveis de risco sísmico esperados para o local.

A configuração de cada mecanismo de colapso é resultante de ações no plano e fora do plano. Determinam-se os possíveis mecanismos de colapso fora do plano. Posteriormente, para cada parede da fachada e cada mecanismo, é calculada a resistência ao corte. O mecanismo que apresentar capacidade resistente mais baixa é identificado como o mecanismo de colapso mais provável (Figura 2.18).

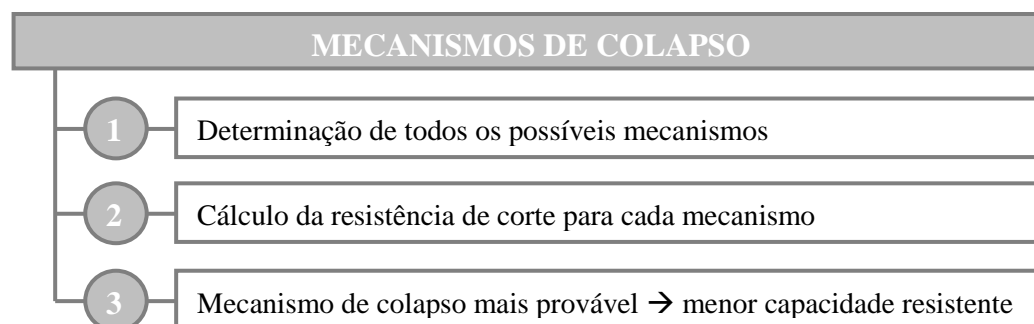
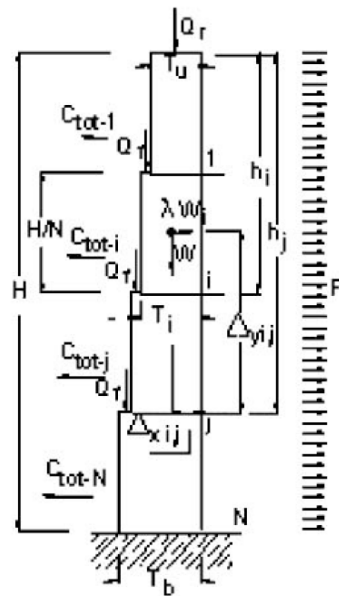


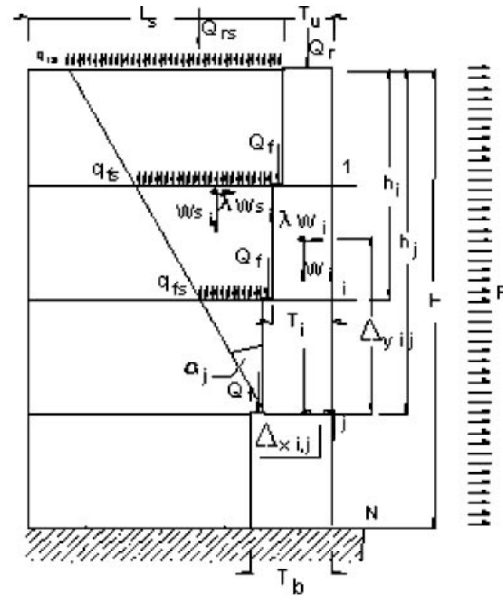
Figura 2.18 - Fluxograma para determinação do Mecanismo de Colapso mais provável.

Na Figura 2.19 identificam-se os parâmetros geométricos e cargas a aplicar às paredes para se formarem os mecanismos de rotura fora do plano (de derrube) propostos por D'Ayala e Speranza. No Quadro 2.3 ilustram-se esses mesmos mecanismos, com a identificação das causas que levam à sua ocorrência.

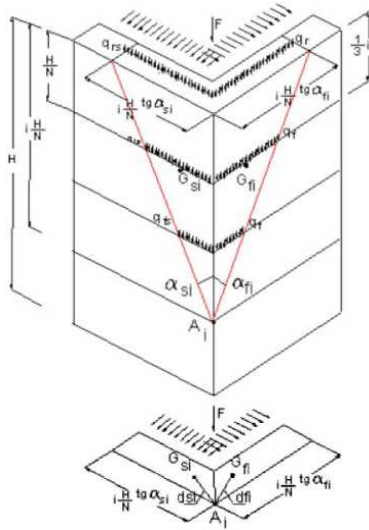
⁸ A **lógica difusa** ou **lógica fuzzy** é uma extensão da lógica booleana que admite valores lógicos intermediários entre o FALSO (0) e o VERDADEIRO (1); por exemplo o valor médio 'TALVEZ' (0,5). Isto significa que um valor lógico difuso é um valor qualquer no intervalo de valores entre 0 e 1. Este tipo de lógica engloba de certa forma conceitos estatísticos principalmente na área de Inferência. As implementações da lógica difusa permitem que estados indeterminados possam ser tratados por dispositivos de controle. Desse modo, é possível avaliar conceitos não quantificáveis. A **lógica fuzzy** deve ser vista mais como uma área de pesquisa sobre tratamento da incerteza, ou uma família de modelos matemáticos dedicados ao tratamento da incerteza, do que uma *lógica* propriamente dita. (Wikipedia, 2010)



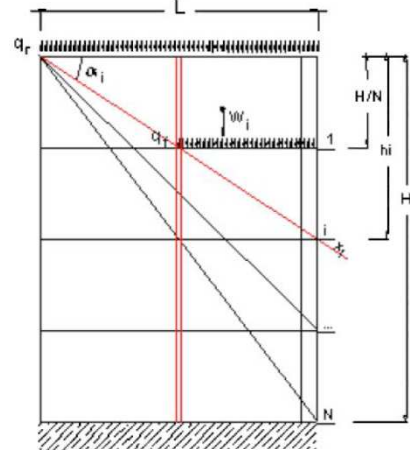
Mecanismo A



Mecanismos B1 e B2



Mecanismo C



Mecanismo D

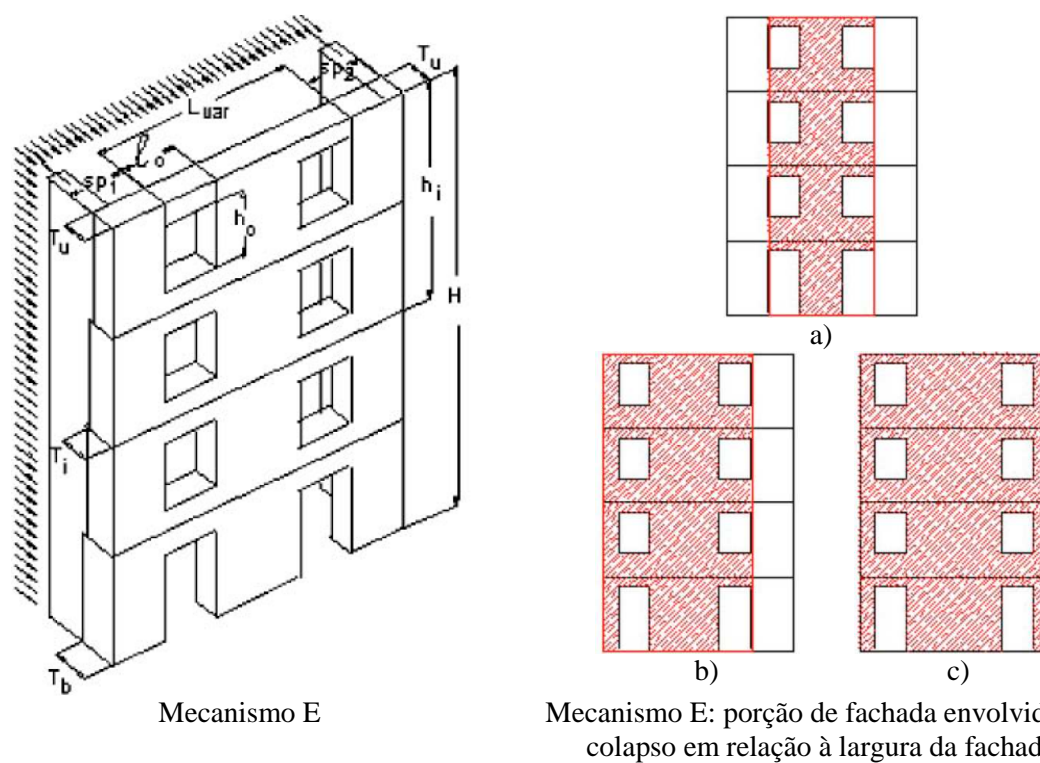
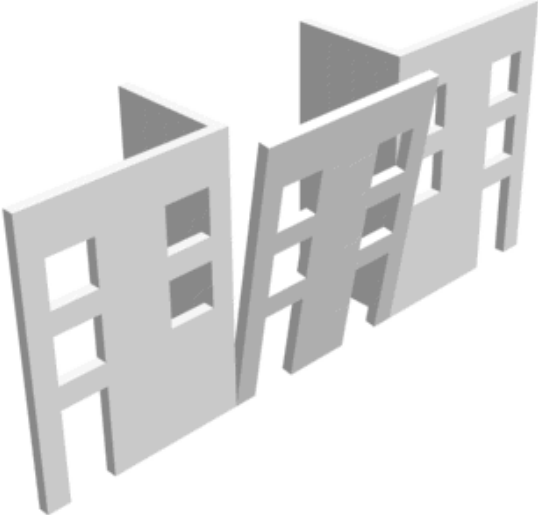

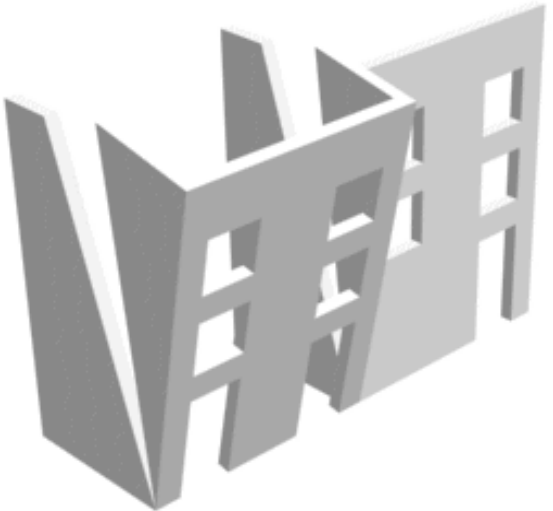


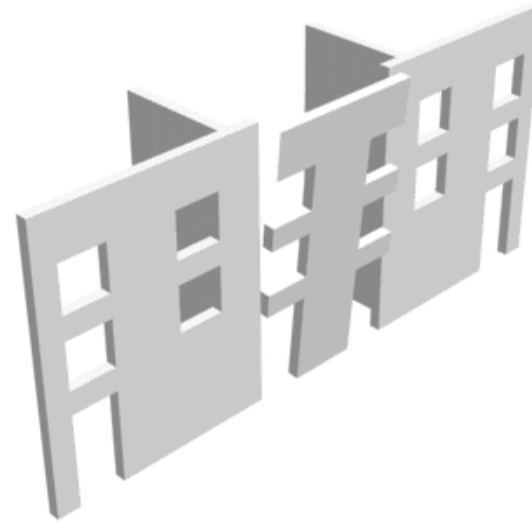


Figura 2.19 - Parâmetros geométricos e carregamento necessário para activar os mecanismos (D'Ayala, D. & Speranza, E., 2003).

Quadro 2.3 - Mecanismos de colapso fora do plano - derrube.

Mecanismo	Tipo de Rotura	Causas	Configurações
		Factores de carga	
A	Derrube	Ligação da fachada com as empenas inexistente, ou insuficiente para que as paredes divisórias possam reter a parede de fachada.	
		$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + \beta \frac{h_s}{3} j^2 \mu s b \sum_{i=1}^j \frac{l}{r} + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j - i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + kL (j + \sum_{i=1}^j (j - i)) \right]}$ (2.1)	
B1	Derrube com rotura de uma empena	Ligação suficiente para envolver a fachada e uma parede lateral.	
		$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s}{2} j^2 \tan \alpha_j T_s \left(\frac{h_s}{3} \tan \alpha_j + T_i \right) + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j - i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s^2}{3} j^3 \tan \alpha_j + kL (j + \sum_{i=1}^j (j - i)) \right]}$ (2.2)	
B2	Derrube com rotura das duas empenas	Ligação suficiente para reter fachada e as duas paredes laterais.	
		$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s}{2} j^2 \tan \alpha_j T_s \left(\frac{h_s}{3} \tan \alpha_j + T_i \right) + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j - i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s^2}{3} j^3 \tan \alpha_j + kL (j + \sum_{i=1}^j (j - i)) \right]}$ (2.3)	

Mecanismo	Tipo de Rotura	Causas		Configurações
		Factores de carga		
C	Colapso do cunhal	Cunhal do edifício livre, sem estruturas adjacentes que o impeçam de executar um movimento de rotação.		
		$\lambda_{(0),j} = \frac{\theta_{jf} \left[\frac{T_N + T_j}{2} \frac{j^2}{2} + vk \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right] \sqrt{\left(\frac{j h_h}{3} \theta_{jf} \right)^2 + \left(\frac{T_j}{2} \right)^2} + \theta_{js} \left[\frac{T_N + T_j}{2} \frac{j^2}{2} + vk \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right] \sqrt{\left(\frac{j h_h}{3} \theta_{js} \right)^2 + \left(\frac{T_j}{2} \right)^2}}{\frac{2}{3} j \left[j^2 \frac{T_N + T_j}{2} \frac{h_s}{2} (\theta_{jf} + \theta_{js}) + k(v\theta_{jf} + (1-v)\theta_{js}) \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right]}$ (2.4)		
D	Derrube parcial	Ligação da fachada com apenas uma parede lateral.		
		$\lambda_{(0),j} = \frac{T_{mj} \left[\frac{T_{mj}}{2} Lj + kL + kh_s \tan \alpha_j \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right] + \left(1 + \sum_{\beta} \left(\frac{L_{\beta}}{L} \right)^2 \right) + \frac{h_s}{3} j^2 \mu j k h_s \left[\frac{L}{2} + \frac{2}{3} h_s \tan \alpha_j \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right]}{j \left[j \frac{L T_{mj}}{3} + kL \frac{h_s}{2} + \frac{2}{3} k h_s^2 \tan \alpha_j \sum_{i=1}^{j-1} (j-i) \right]}$ (2.5)		
E	Faixa de derrube vertical	Disposição das aberturas na fachada.		
		$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L_{var} + [(v + \eta)(h_s - h_{op}) + \beta h_s] \frac{1}{3} j^2 \mu s b \sum_{i=1}^r \frac{l}{r} + k L_{var} \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j-i)) \right] +}{h_s L_{var} \left[\sum_{i=1}^j T_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + k(j + \sum_{i=1}^j (j-i)) \right]}$ (2.6)		

É também possível analisar a redução da vulnerabilidade conseguida através da introdução de reforços. Da mesma forma que para os anteriores mecanismos, na Figura 2.20 identificam-se os parâmetros geométricos e cargas a aplicar dos dois mecanismos que se formam nestas condições, baseados no efeito de arco vertical e horizontal. No Quadro 2.4 ilustram-se esses mecanismos com a identificação das causas que motivam a sua formação.

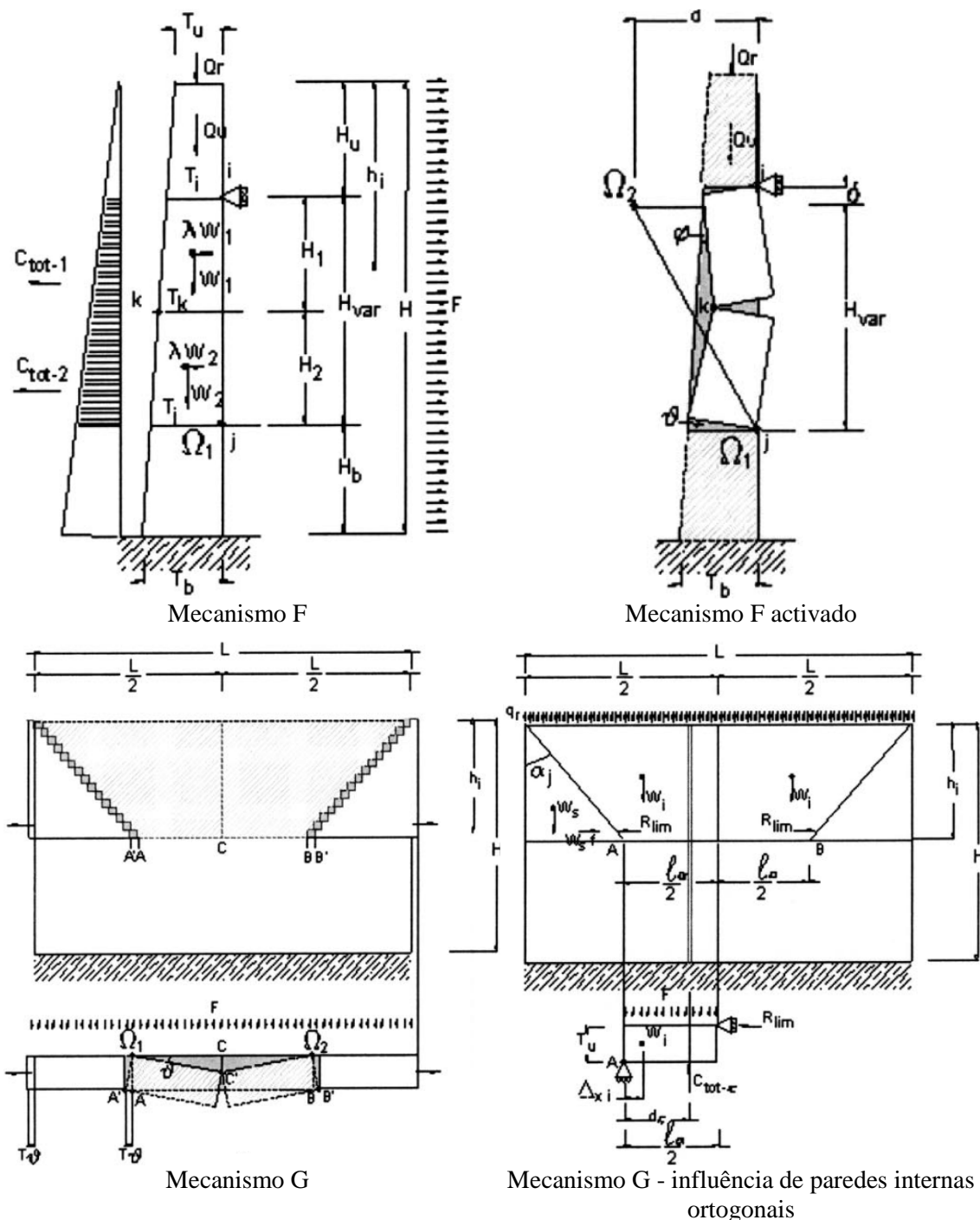
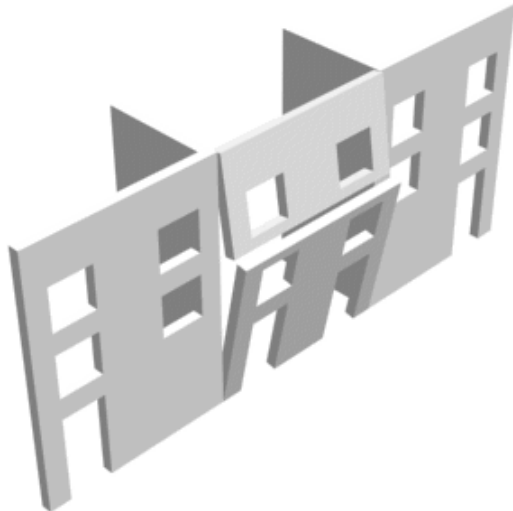
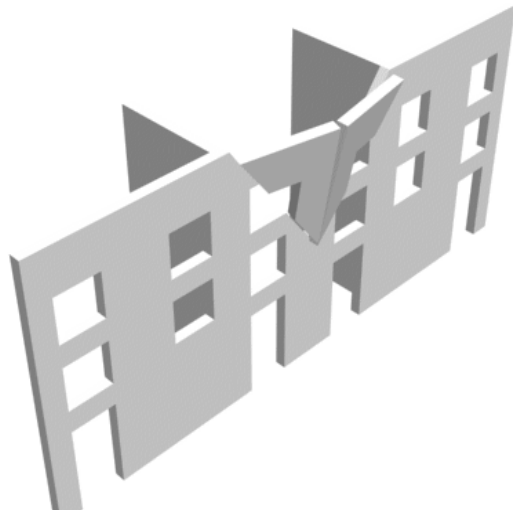
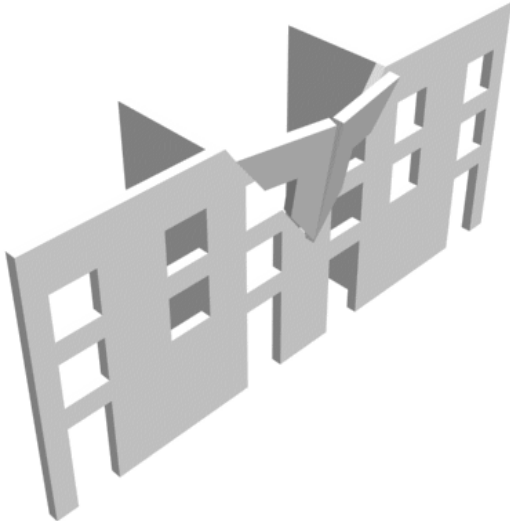


Figura 2.20 - Parâmetros geométricos e carregamento necessário para derrubar os mecanismos com efeito de arco (D'Ayala & Speranza, 2003).

Quadro 2.4 - Mecanismos de colapso fora do plano baseados no efeito de arco.

Mecanismo	Tipo de Rotura	Causas		Configurações
		Factores de carga		
		Dispositivos de reforço - vigas cintas.		
F	Arco Vertical	<div>$\lambda_{(h)} = \frac{\frac{T_i}{4}(T_i + T_k + k) + \frac{T_i v}{h_v} \left(\frac{T_N + T_i}{2} h_u + k h_s \right) + \frac{2sbh_v \mu (v - 1)}{3lv^2} \left[\sum_{l=r_0}^{r_1} \frac{l}{r_1 - r_0} + (v - 1) \sum_{l=r_1}^{r_2} \frac{l}{r_2 - r_1} \right] + \frac{\frac{\sigma_u}{h_v 6\gamma} [T_i^2 + vT_k^2 + (v - 1)T_j^2]}{\frac{h_v(v - 1)}{4v^2} [T_i - T_j + v(T_k + T_j)] + \frac{k(v - 1)}{v} [h_v + h_i - h_j]}}$<div>$r_0, r_1, r_2$ - número de fiadas de alvenaria acima da dobradiça superior, dobradiça intermédia e dobradiça inferior, respectivamente;</div><div>$1/v$ - número real (de 0 a 1);</div><div>h_v - peso da porção de parede submetida ao mecanismo.</div></div>		<div>(2.7)</div> 
G	Arco Horizontal	<div><p>Dispositivos de reforço – Extensão da fachada bastante ampla</p>$\lambda_{\alpha, h_i} = \frac{\mu \left[\left(l_\alpha \frac{T_u + T_i}{4} + \frac{kL}{2i} \right) \frac{l_\alpha}{2} + \frac{(T_u + T_i)^2 (L - l_\alpha)}{4} + sb(T_u + T_i) \sum_{l=1}^r \frac{l}{r} + s_\beta b_\beta l_\alpha \sum_{l_\beta=1}^{r_\beta} \frac{l_\beta}{r_\beta} \right]}{\left[\frac{(l_\alpha + L)(T_u + T_i)}{8} + \frac{kL}{2i} \right] \frac{5l_\alpha^2 + 5Ll_\alpha - L^2}{3(l_\alpha + l)}}$<div>$l_\alpha = L - h_i 2tg\alpha_i$ válido para $2l_\alpha(l_\alpha + L) > L^2$</div><div>O índice β identifica as quantidades associadas às paredes de suporte.</div></div>		<div>(2.8)</div> 



Esta metodologia pode ser aplicada a edifícios correntes, porém sem abdicar de uma análise detalhada da sua geometria, dos parâmetros tipológicos e estruturais que qualificam os edifícios analisados. Esta característica específica do FaMIVE (D'Ayala, D. & Speranza, E., 2002) está estritamente relacionada com a forma como a recolha de dados é organizado: a inspecção no local em concentrados sobre os parâmetros que podem beneficiar directamente o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria e podem ser pesquisadas principalmente a partir da rua. Durante o levantamento, o operador elabora esquemas para identificar o tipo de edifício, os tecidos de alvenaria, a qualidade dos materiais, dentro do centro urbano em estudo, e estes parâmetros são analisados por um estudo detalhado de alguns modelos identificados para cada tipo. Este conjunto de dados normalmente tem uma relação directa com as técnicas de construção locais e disponibilidade de materiais, quando existe apenas um número limitado de estilos arquitectónicos, tipologias estruturais e materiais num dado centro urbano.

Um segundo conjunto de dados diz respeito às características de cada prédio: altura, comprimento e espessura de cada fachada (parâmetros visualmente inspecionáveis), número de pisos, disposição das aberturas, o reforço de dispositivos, entre outros. O operador atribui a cada prédio a configuração correcta da tipologia e texturas dos prédios analisados, através de analogias, olhando para dentro das aberturas. Este é um passo crítico no processo de investigação, uma vez que permite atribuir a cada parede exterior um conjunto de informações que de outro modo seria desconhecido sem inspecção interna directa. No entanto, esta operação implica necessariamente um certo grau de incerteza, que é registado no formulário de pesquisa, através da indicação da fiabilidade dos dados.

De seguida, com base nas informações recolhidas, atribui-se a cada parede externa a carga e as condições de restrição deduzidas a partir da pesquisa e identificação do conjunto de mecanismos viáveis, calculando-se para cada uma o factor de carga final. Tal é possível através da verificação de uma drástica diminuição do factor da carga ESC (equivalent shear capacity - capacidade de corte equivalente), em termos de percentagem da aceleração da gravidade. Os mecanismos são classificados em termos da sua ESC e das partes do edifício (superfícies de paredes e pisos) mobilizadas pelo mecanismo, finalmente, é feita uma apreciação sobre o perigo que estes representam. Assim se estima a vulnerabilidade do prédio, que é pesada face à fiabilidade da informação. A cada fachada é atribuída uma das quatro categorias de vulnerabilidade, conforme (D'Ayala, D., 2003-b).

O método foi desenvolvido para trabalhar directamente com a base de dados, electronicamente, introduzindo os dados num formulário, que é automaticamente armazenado numa base de dados. São calculados os factores de carga de colapso, para cada mecanismo viável e, em seguida é determinada a pior combinação de factor de carga e extensão dos danos e determinada a classe de vulnerabilidade.

Este método foi aplicado a várias pequenas cidades na Itália, ao bairro histórico de Alfama, em Lisboa, na cidade histórica de Lalitpur, Nepal, com resultados satisfatórios (D'Ayala, D., 2003-a) e em Fener e Balat, Istambul (D'Ayala, D., 2003-b).

Esta metodologia é apresentada no fluxograma da Figura 2.21.

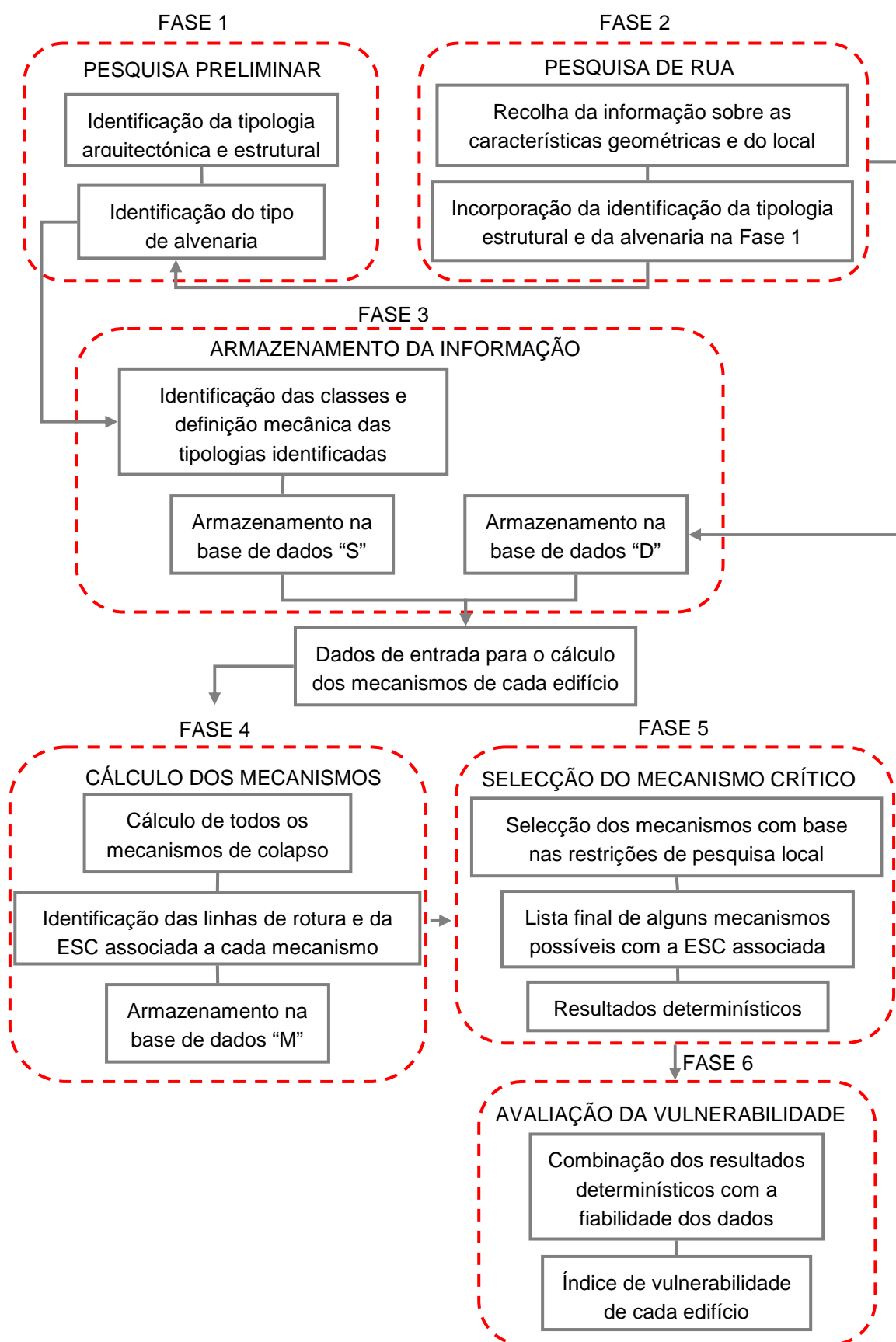


Figura 2.21 - Fluxograma do processo de avaliação de vulnerabilidade: a partir da recolha de dados para a determinação do grau de vulnerabilidade. (D'Ayala, D., 2003-b)

É apresentado Anexo 2 um exemplo de um formulário electrónico de recolha de dados utilizado em Fener e Balat.

2.5.3.3. Cosenza

Cosenza *et al.* (2005) apresentaram um método aproximado que tem por base princípios mecânicos para a avaliação de construções de betão armado que, como os anteriores, consiste na formação de mecanismos de colapso. É calculada, inicialmente, a resistência sísmica de um modelo de edifício genérico. De seguida, estabilizam-se os mecanismos pré-definidos e calcula-se o corte basal correspondente. Assumindo uma distribuição linear de forças sísmicas o deslocamento do último piso é determinado função da rotação final dos elementos da estrutura. A resistência sísmica dos materiais de construção irá variar desde os valores estabelecidos para a construção genérica até os valores que correspondem às diferentes configurações morfológicas, geométricas e estruturais e propriedades dos materiais.

Este método propõe uma visão objectiva para o tratamento da incerteza na geometria e propriedades dos materiais num contexto urbano, o que não é o caso dos métodos VULNUS e FaMIVE. No entanto, a maior desvantagem do método, e também do FaMIVE, é o facto de não serem dadas indicações claras sobre como a resistência deve ser incorporada com o objectivo de calcular a probabilidade de exceder o estado limite superior. O método VULNUS não permite a estimativa da probabilidade de dano, mas apenas possibilita obter um estado limite - o estado limite colapso. Assim, a utilização desses métodos de mecanismos de colapso com um modelo de avaliação da perda aparenta ser um pouco limitado actualmente, Mendes-Víctor *et al.* (2009).

Desde então foram desenvolvidas várias técnicas de modelação de edifícios, baseados na distribuição probabilística dos parâmetros estruturais.

3

CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

Inicialmente foi proposto o estudo de duas habitações tradicionais, nomeadamente a Casa da Canada do Sousa, de dois pisos e uma outra de um único piso. Contudo, face à abrangência das análises e limitações do programa de cálculo no pós-processamento de dados, mostrou-se de maior pertinência analisar minuciosamente a mais complexa.

Desta forma, neste capítulo apresenta-se e caracteriza-se o caso de estudo objecto da modelação numérica. Tal caracterização resulta da recolha de informação de vários artigos elaborados aquando dos ensaios “in situ” realizados pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação d' Edifícios e Património (NCREP-FEUP/IC-Instituto da Construção) e baseada nos estudos apresentados no livro “*Sismo 1998 - Açores: uma década depois*”, Oliveira *et al.* (2008).

Vários quarteirões e casas isoladas afectadas por este sismo foram já objecto de campanhas de estudo, reforços e reparações na Ilha do Faial, conduzidas pela entidade supra-referida.

3.2. CARACTERIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO ORIGINAL

3.2.1. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA

O caso de estudo situa-se na ilha do Faial, nos Açores. Na Figura 3.1 apresenta-se a sua localização.

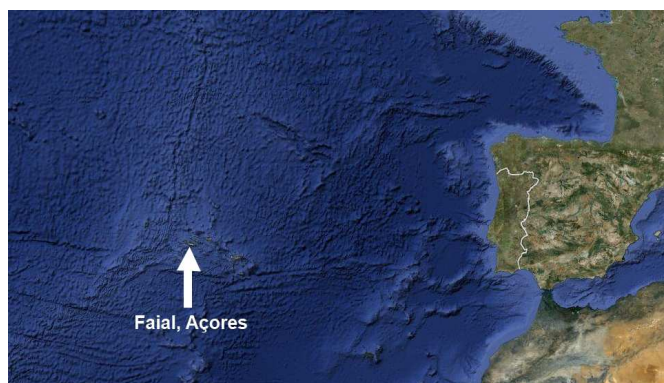


Figura 3.1 - Localização da Ilha do Faial - Adapt. (Google Earth, 2010).

A casa da Canada do Sousa situa-se próximo da entrada nascente de Cedros. Na Figura 3.2 mostra-se a posição da casa na Ilha do Faial, bem como o local onde se verificou o epicentro do sismo e onde os dados foram registados - Observatório Príncipe do Mónaco em Horta.



Figura 3.2 - Localização da Casa da Canada do Sousa, Epicentro do sismo; Observatório Príncipe do Mónaco (Google Earth, 2010).

Conforme a construção típica da zona a casa em estudo é composta por pedra bem aparelhada, as paredes são de duas folhas e os cunhais, de cantaria bem imbricada, com “camas” formando fiadas horizontais onde alternam pedras de grandes dimensões no alinhamento da parede com pedras (ligadores ou juntouros) que ligam as duas folhas das paredes. Na Figura 3.3 é apresentada uma imagem virtual da casa e nas seguintes (Figura 3.4 e Figura 3.5) são apresentadas fotografias da mesma.

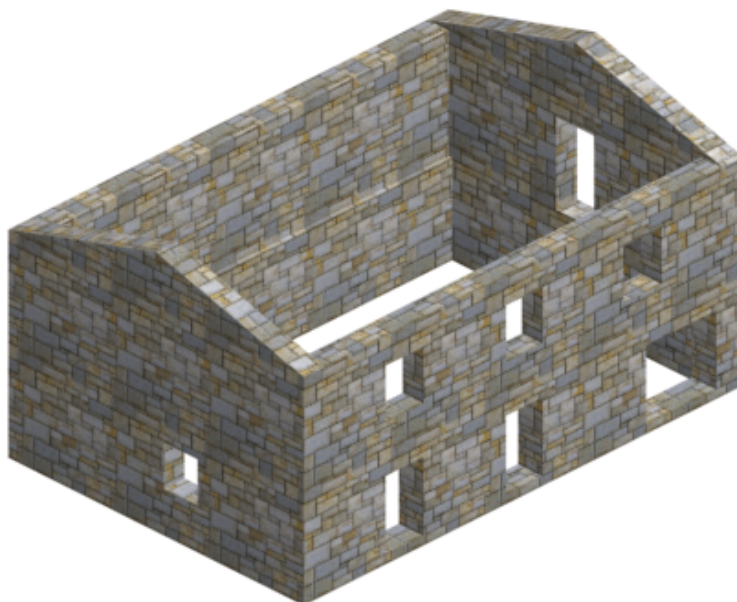


Figura 3.3 - Canada do Sousa, imagem virtual tridimensional.



Figura 3.4 - Fotografias da Casa da Canada do Sousa. a) Parede 1 - Empena esquerda; b) Parede 2 - Fachada; c) Parede 3 - Empena direita; d) Parede 4 - Tardo (Costa, A. G., 1999).

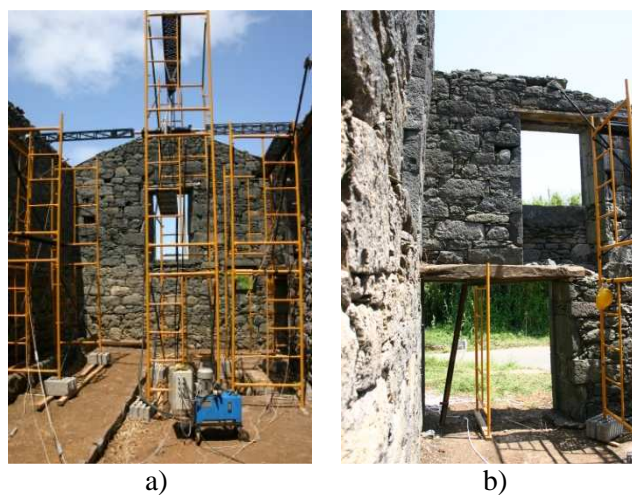


Figura 3.5 - Fotografias da Casa da Canada do Sousa. a) vista interior - Parede 3; b) vista interior - Paredes 3 e 2 (Costa, A. G., 1999).

A habitação é composta por dois pisos, atingindo a cota de 6 metros, ao nível da cumeeira. O rés-do-chão é espaçoso e seria utilizado como estábulo ou armazém agrícola. O primeiro piso é acessível pelo exterior através de uma escadaria. No que respeita ao alçado principal, este é composto por três portas e três janelas. Lateralmente, as paredes de empena não têm praticamente aberturas, denominando-se, desta forma, empenas “cegas”. As paredes de empena têm forma triangular na ligação com a cobertura, sendo a cobertura de duas águas, com inclinações direccionadas para a fachada principal e de tardoz.

A parede de tardoz apresenta maior resistência que qualquer uma das outras, uma vez que se encontra parcialmente enterrada por solo.

A tipologia construtiva é de pedra assente sobre pedra, com junta seca - sem qualquer ligante - funcionando por acção gravítica, sem qualquer revestimento quer interior quer exterior. Nos cunhais o travamento entre as paredes é conseguido através da alternância das pedras (Figura 3.4). A pedra de que é composta a casa é traquito vulcânico⁹ da região (Figura 3.6).



Figura 3.6 - Traquito vulcânico (jpalma, 2007)

A casa foi encontrada já sem piso e cobertura, por isso, e tendo por base a prática construtiva tradicional daquela região rural, a estrutura do pavimento seria provavelmente constituída por barrotes de madeira com pranchas de soalho. A cobertura devia ser constituída por barrotes de madeira apoiados em paredes-mestras dando apoio a telhas tipo canudo (provavelmente originárias da ilha da Graciosa, como é habitual na região). Há registos de indícios de argamassa de assentamento das telhas na ligação destas às paredes.

Naturalmente, os elementos não estruturais, como as janelas e portas, não foram tipos em conta, sendo substituídos nas análises por aberturas, uma vez que não contribuíam significativamente para a resistência da casa.

3.2.2. FUNDAÇÕES

A fundação é elaborada em pedra, igual à das paredes, conforme ilustrado na Figura 3.7.

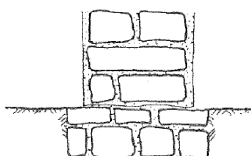


Figura 3.7 - Configuração esquemática de fundação simples de alvenaria de pedra (Pinho, F., 2000).

⁹ A lava mais antiga conhecida é um Traquito (Traquito é uma rocha eruptiva comum entre a produção lávica de erupções vulcânicas pós-caldeira), com uma idade de 210 000 anos. Esta lava diz-se diferenciada por ser mais rica em silício que o basalto o que pressupõe que o vulcão já tinha uma câmara de magma. (jpalma, 2007)

Frequentemente, e por anomalia, o embasamento¹⁰ não é tão largo quanto deveria, o que também se verifica nesta casa.

3.2.3. MATERIAIS

Os materiais que compõem a casa são a alvenaria de pedra de traquito vulcânico, nas paredes, e a madeira supõe-se ser criptoméria, nas vigas, encontrando-se as suas características resumidas no Quadro 3.1. A caracterização material e mecânica da estrutura foi elaborada com recurso à inspeção visual e realização de ensaios, cujos resultados possibilitaram a sua calibração.

Quadro 3.1 - Propriedades dos materiais.

Material	Propriedade	
	Peso Volúmico [kN/m ³]	Coefficiente de Poisson
Alvenaria de Pedra (P)	$\gamma_P=18.0$	$\vartheta_P = 0.30$
Madeira Criptoméria (M)	$\gamma_M=2.7$	$\vartheta_M =0.25$

O valor do γ_P foi estimado por ensaios “in situ” (Costa, A. G., 1999), enquanto o γ_M é o indicado nas Tabelas Técnicas, Farinha *et al.* (2008). Os valores dos coeficientes de Poisson foram estimados, dentro da gama de valores de cada tipo de material.

3.2.4. PLANTA ESTRUTURAL, CORTES E ALÇADOS

Foram fornecidos esboços com os levantamentos geométricos elaborados em campo, a partir destes definiu-se as plantas estruturais da casa, assim como a linha média (a vermelho), para introduzir no programa, dado que a análise, conforme se menciona posteriormente com maior detalhe, utiliza elementos de casca para simular as paredes (Figura 3.8).

¹⁰ Embasamento - fundamentos que sustentam uma construção; alicerces (Definição de embasamento).

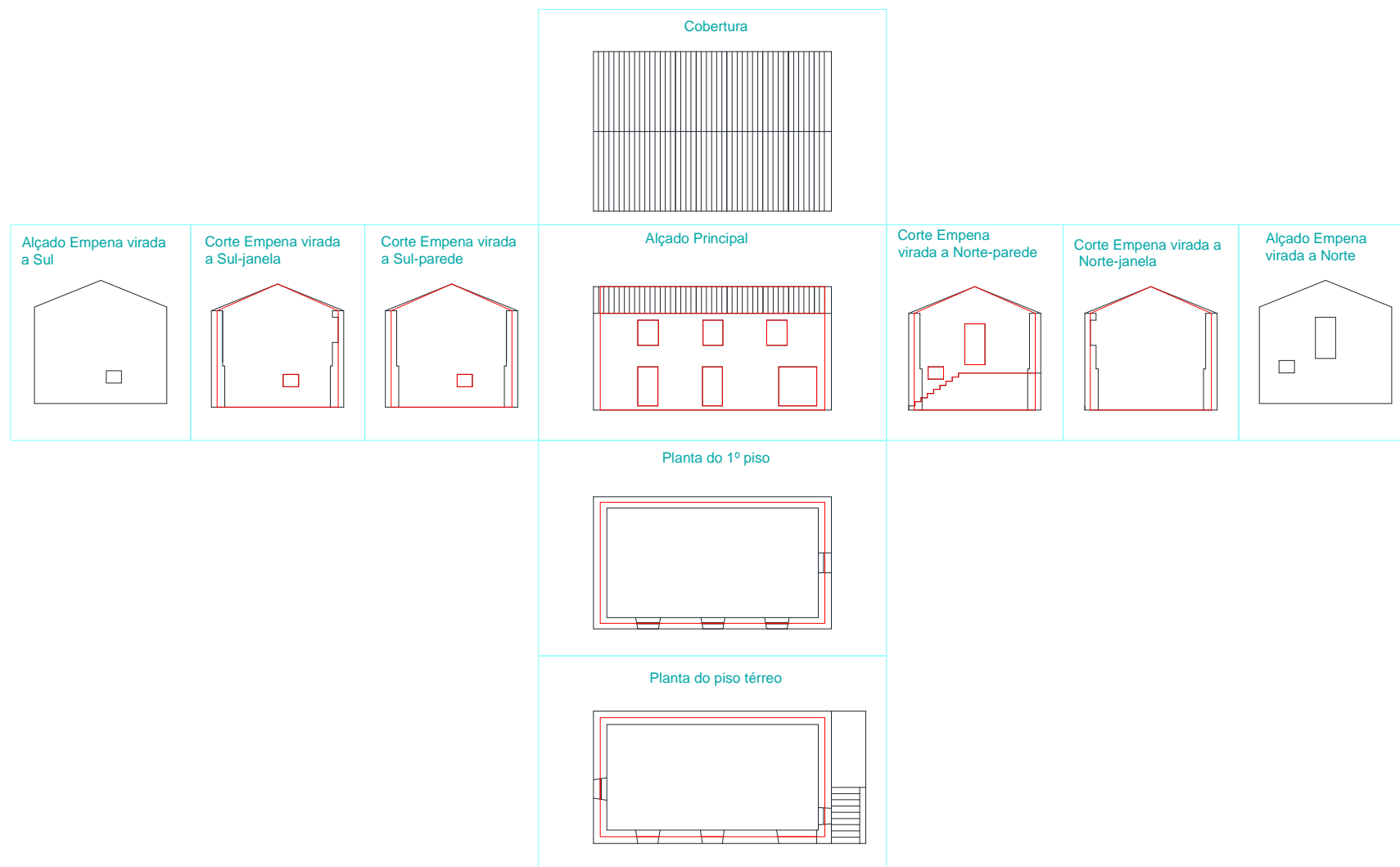


Figura 3.8 - Plantas, cortes e alçados da Casa da Canada do Sousa.

3.3. ESTRATÉGIAS DE REFORÇO ADOPTADAS (COSTA, A. A., 2010)

No seguimento do atrás exposto, descrevem-se de seguida os cenários de reforço implementados na estrutura, em testes pelo NCREP, com vista a identificar as melhorias no comportamento estrutural de cada cenário de reforço na casa face às acções sísmicas. Estas análises tinham também por objectivo avaliar a importância de uma boa ligação das paredes de alvenaria à cobertura e pisos, respectivamente.

Desta forma, a casa foi sujeita a reforços após os danos que se verificaram aquando do sismo de 1998, tendo sido estudadas três soluções de reforço, as quais baseavam-se:

- i) no reforço das ligações entre a parede e as vigas de piso e cobertura (Figura 3.9);

Com este sistema de reforço consegue-se um melhoramento do comportamento sísmico, através de uma ligação eficiente entre os elementos horizontais e verticais, ou seja, das vigas de piso e/ou cobertura às paredes de fachada e entre os panos da parede, conferindo à parede um comportamento semelhante a uma caixa “box building”, que restringe o movimento fora-do-plano.

A resistência ao corte dos pregos da ligação da viga à chapa quinada condiciona a resistência máxima do conjunto, podendo esta ser aumentada com a utilização de parafusos de maior resistência ou, ainda, conjugando este método com a aplicação de reboco armado.

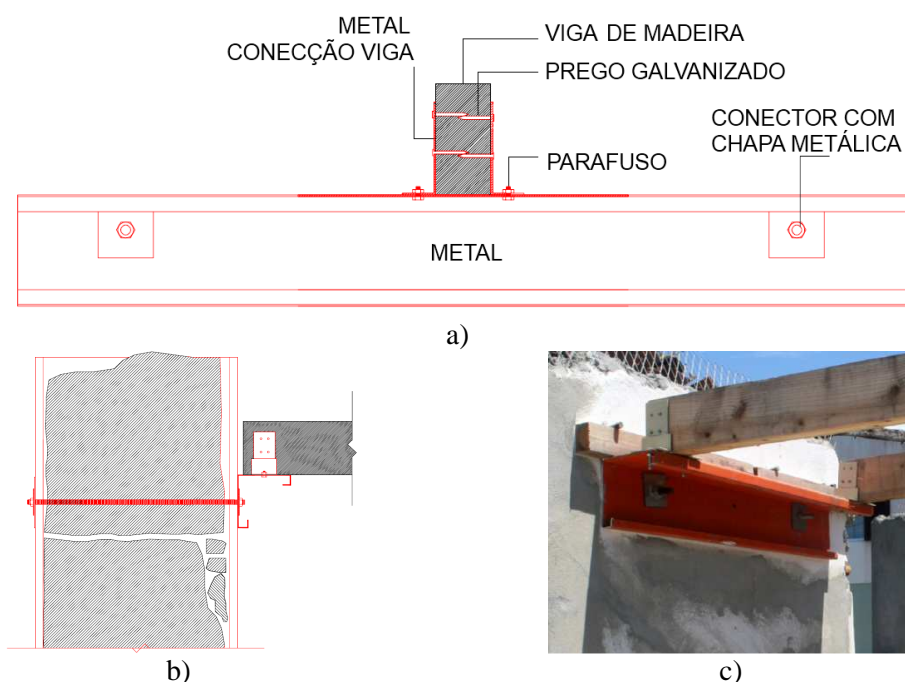


Figura 3.9 - Reforço da ligação das vigas (cobertura e piso): a) vista de frente; b) corte; c) exemplo de aplicação a uma parede de outra casa - Adapt. (Costa, A. A., 2010).

- ii) numa ligação eficiente entre o soalho e as vigas de piso e, por consequência, entre estas e as paredes, com (Figura 3.9) e sem reforço (Figura 3.10) de ligação ao nível da cobertura;



Figura 3.10 - Ligação eficiente do soalho às vigas e destas à parede: a) vista geral; b) pormenor da ligação (Costa, A. A., 2010).

- iii) no reforço dos cunhais com reboco armado aplicado no interior, com conectores embebidos e ligados (Figura 3.11).



Figura 3.11 - Reforço do cunhal com reboco armado pelo interior: a) vista interior; b) pormenor dos conectores no exterior (Costa, A. A., 2010).

Na Figura 3.12, compara-se o comportamento global (força vs. deslocamento fora-do-plano), na situação inicial - sem reforço - com os vários cenários de reforço.

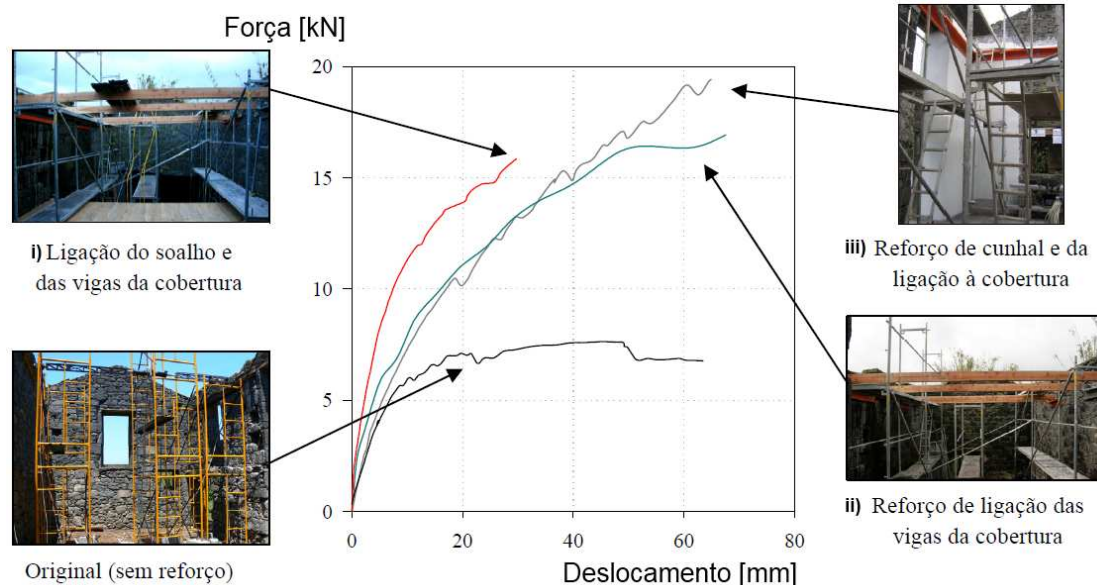


Figura 3.12 - Comparação da envolvente de comportamento entre as várias soluções de reforço (Costa, A. A., 2010).

Como se pode verificar pelo gráfico anterior o cenário de reforço que oferece maior força resistente é o cenário iii) - reforço dos cunhais e ligações de cobertura. A análise i) fica aquém em relação às outras, no que concerne à extensão atingida. No entanto, verifica-se a acentuada melhoria de comportamento quando as ligações das vigas de cobertura são reforçadas, ii).

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1. INTRODUÇÃO

Através dos levantamentos realizados no local foi possível definir a geometria da estrutura, para, de seguida, se proceder à modelação e análise numérica do comportamento dinâmico da estrutura. A modelação teve como elementos constituintes, no conjunto das várias fases em análise, as paredes, o pavimento (vigas e soalho) e a cobertura.

O tipo de análise que se optou para o estudo foi a “time-history”, recorrendo ao programa SAP2000 (CSI Berkeley, 2010), uma vez que não foi possível a utilização do programa FaMIVE, anteriormente referido. Porém, mediante o conhecimento sobre este tipo de análise limite de colapso, são tecidas considerações sobre hipotéticos mecanismos de colapso para as paredes da casa de seguida no capítulo 5.

4.2. ACÇÕES CONSIDERADAS NO ESTUDO

Para o carregamento da estrutura foram tidos em conta os Eurocódigo 0 (CEN, 2002a) e Eurocódigo 1 (CEN, 2002b). Desta forma, conforme preconiza a cláusula 6.4.3.2 do Eurocódigo 0 (CEN, 2002a), para combinações de acções para situações de projecto sísmicas, o formato geral dos efeitos das acções deve ser:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.1)$$

Onde a combinação de acções entre { } pode ser expressa como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

Onde,

$G_{k,j}$ - Esforço resultante de acção permanente, tomada com o seu valor característico;

P - Valor representativo de uma acção de pré-esforço;

A_{Ed} - Valor de cálculo de uma acção sísmica $A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$;

A_{Ek} - Valor característico de uma acção sísmica;

$Q_{k,i}$ - Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{2,i}$ - Coeficientes correspondentes à acção variável distinta da acção de base de ordem i.

Como a estrutura não é constituída por elementos pré-esforçados e a acção sísmica considerada é a que foi registada, as expressões (4.1) e (4.2), vêm transformadas em:

$$E_d = E\{G_{k,j}; A; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.3)$$

e:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

4.2.1. ACÇÕES VERTICAIS

4.2.1.1. Acções Permanentes (G)

As acções verticais permanentes consideradas na análise dinâmica da casa, encontram-se resumidas no Quadro 4.2, tendo por base os materiais constituintes da casa.

Quadro 4.1 - Acções verticais - consideradas.

Acções	Valor
Peso Próprio	
γ_M - Peso Volúmico da Madeira Criptoméria	2.7 kN/m ³
γ_P - Peso Volúmico da Alvenaria de Pedra	18.0 kN/m ³
Restantes Cargas Permanentes	
Cobertura	0.6 kN/m ²
Pavimento	0.7 kN/m ²

O peso próprio já foi descrito no capítulo anterior. Quanto às restantes cargas permanentes, para a cobertura, considera-se a existência de um guarda-pó¹¹ e telhas, os quais, por não terem sido modelados, se incorporam na análise como carga actuante permanente. Este valor foi estimado, mediante os valores propostos nas tabelas técnicas, Farinha *et al.* (2008). Para o pavimento supôs-se a existência de tabique de 0,08 m de espessura, com placas de gesso e incluindo reboco de 0,05 m em ambas as faces Farinha *et al.* (2008).

4.2.1.2. Acções Variáveis (Q)

As acções verticais variáveis são identificadas no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Acções verticais - variáveis.

Acções	Valor	ψ_2
Sobrecargas		
Cobertura	---	0,0
Pavimento	2.0 kN/m ²	0,3

O valor de possíveis sobrecargas na cobertura não é especificado, uma vez que o ψ_2 para este elemento é 0, conforme Quadro A1.1 do Anexo 1 do Eurocódigo 0. Ainda no

¹¹ forro de madeira assente sobre os caibros da armação de um telhado (Infopédia, 2010)

mesmo Quadro é possível obter o valor do mesmo coeficiente para sobrecargas em edifícios de categoria A - zonas de habitação, sendo este 0,3.

4.2.2. ACÇÕES HORIZONTAIS

4.2.2.1. Acção sísmica

Com já referido anteriormente, a construção foi sujeita ao sismo de 9 de Julho de 1998, às 05:19, magnitude de 6 na escala de Richter, tendo sido o mais elevado desde 1980. O Epicentro localizou-se a 15 km a Nordeste de Horta (Latitude 38° 38,0'N; Longitude 28° 31,7'W), a uma profundidade focal estimada de 5km. Foi sentido em quase todas as ilhas, sendo que as mais atingidas por danos foram a do Faial e Pico.

Todas estas informações foram obtidas de registos sobre este evento sísmico mas sobretudo da publicação “*Sismo 1998 - Açores: uma década depois*”, Oliveira *et al.* (2008), onde se salienta a importância da existência de redes regionais e locais para precisar a localização do epicentro e da avaliação da magnitude. Informações estas que se comprovaram preciosas para o planeamento das operações de resgate aquando da sua ocorrência¹².

Este terramoto foi o que provocou mais danos desde 1980, sendo os mais significativos nas habitações mais vulneráveis de construção tradicional. Verificaram-se danos em cerca de 5.000 edifícios, sendo que 2.100 ficaram completamente destruídos, num total de 12.624 (INE, 2001).

Na sequência da catástrofe, diversas construções foram abandonadas, tendo sido adoptados, no processo de reconstrução das mesmas, outros processos construtivos, menos correntes naquela zona, como a alvenaria confinada de blocos de betão.

Alguns dos edifícios abandonados, tornaram-se protótipos para ensaios experimentais para simular a acção dos sismos sobre estas, como foi o caso da casa objecto de análise na presente dissertação.

A acção sísmica induzida no modelo numérico em estudo teve por base as leituras registadas nos acelerogramas do Observatório Príncipe do Mónaco (OPM) na Ilha do Faial em Horta, conforme já referido anteriormente, cuja localização se encontra na Figura 3.2. Conforme se verifica na Figura 4.1, através do mapa de isossistas do sismo, as magnitudes verificadas na Horta e em Salão não foram as mesmas. Efectivamente Salão apresentou uma magnitude substancialmente superior à verificada na Horta. Porém, segundo o Professor Carlos Sousa Oliveira, uma vez que as registadas no observatório (Horta) foram amplificadas devido ao tipo de solo, considerou-se a acção sísmica na casa (Salão) directamente a registada no observatório (Horta).

¹² A existência de redes sísmicas regionais foi essencial para uma adequada monitorização da actividade sísmica, sendo que foram ainda implementadas mais estações provisórias para completar a existente. Os dados obtidos foram utilizados em vários estudos. Contudo, os registos das estações sísmicas mais próximas ficaram saturados, devido à elevada magnitude e proximidade, verificando-se, por consequência, um entrave ao cálculo de alguns parâmetros sísmicos.



Figura 4.1 - Mapa de isossistas do sismo de 09 de Julho de 1998 nos Açores, Oliveira *et al.*

(2008)

Os acelerogramas extraídos pelos sismógrafos dizem respeito às acelerações medidas nas direcções Norte-Sul, Este-Oeste e vertical. Portanto, foi necessário proceder à decomposição dos mesmos nas direcções principais da casa - longitudinal e transversal (x, y), para ser introduzida a acção no programa de cálculo. O acelerograma vertical, naturalmente, não sofreu qualquer alteração.

Na Figura 4.2 ilustra-se o posicionamento da casa em relação ao sistema de coordenadas cardiais.

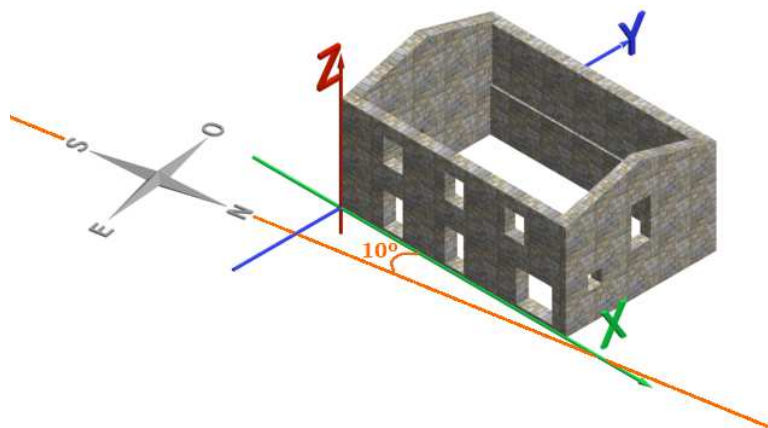


Figura 4.2 - Posicionamento da Casa da Canada do Sousa - Sistema de Coordenadas Cardiais.

Conforme ilustra a figura, para se converter a acção nas direcções da casa e, assim, introduzir a acção no modelo computacional, decompõe-se a acção nas direcções principais da casa, através do sistema 4.5.

$$\begin{Bmatrix} AS_x \\ AS_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} AS_{x'} \\ AS_{y'} \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

Assim, obtêm-se os acelerogramas da acção sísmica considerada (Figura 4.3).

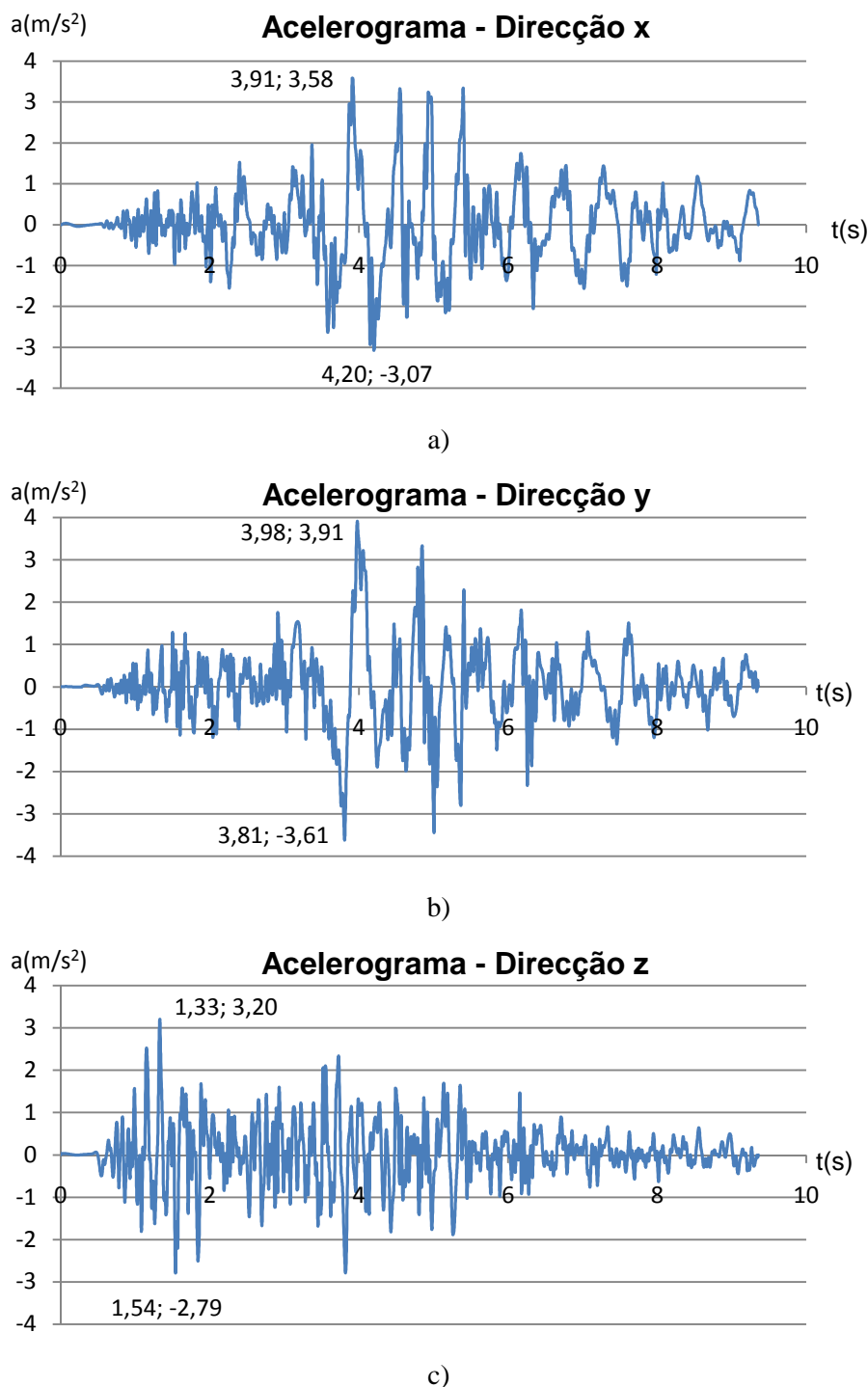


Figura 4.3 - Acelerogramas da acção sísmica considerada - a) Direcção x; b) Direcção y; c) Direcção z;

4.2.2.2. Acção do vento

A acção do vento não foi tida em consideração, uma vez que a acção primordial a avaliar no estudo seria a acção sísmica. Aquando da combinação de acções o ψ_2 da acção do vento seria zero, por isso não se torna pertinente a consideração desta solicitação para a análise.

4.3. CONSIDERAÇÕES PARA AS ANÁLISES

Neste subcapítulo resumem-se as formulações e considerações tidas em conta no estudo.

4.3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

Os vários elementos que compõem a casa são caracterizados na Figura 4.4. No Quadro 4.3 sintetizam-se as suas dimensões.

Quadro 4.3 - Dimensões dos elementos.

Localização	Elemento	Dimensões [cm]			Espaçamento [m]
		b	h	e	
Cobertura	Cumeeira	12	16		---
	Varas	8	16		0.9
	Linha	12	16		2
	Frechal	10	10		---
Pavimento	Barrotes	12	16		0.9
	Frechal	10	10		---
	Soalho	---	---	3	---

Na Figura 4.5 esquematiza-se a posição dos pontos notáveis de cada parede que serão analisados em termos de deslocamentos e tensões nas posteriores análises. As coordenadas estão identificadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Coordenadas dos pontos notáveis.

Parede	Ponto	Coordenada		
		x	y	z
1	C1	0.000	2.945	6.000
	T1	0.000	2.890	4.700
	P1	0.000	2.890	2.200
2	T2	5.470	0.000	4.700
	P2	5.470	0.000	2.200
3	C3	10.940	2.945	6.000
	T3	10.940	3.055	4.700
	P3	10.940	3.055	2.200
4	T4	5.540	5.890	4.700
	P4	5.540	5.890	2.200

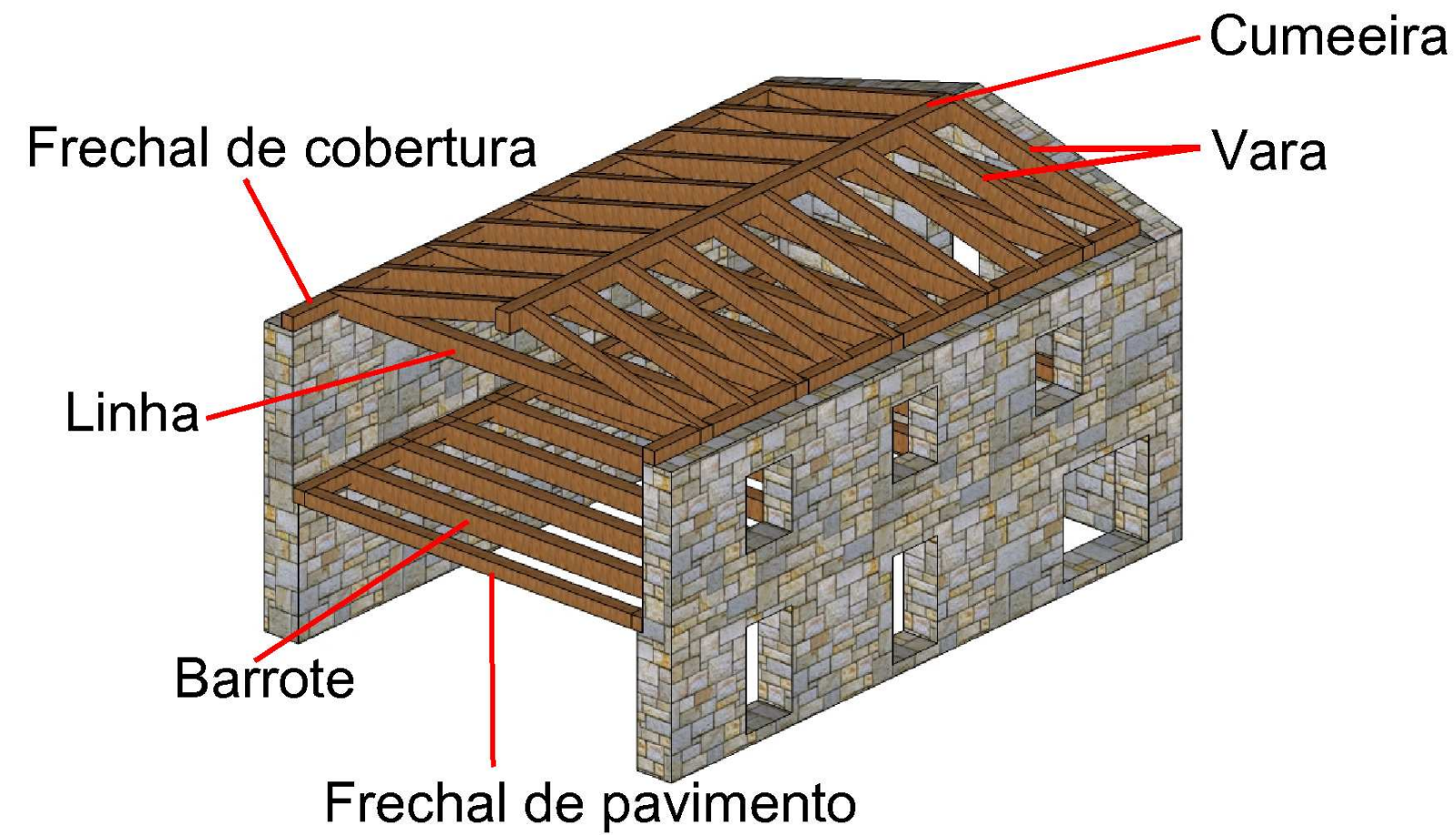


Figura 4.4 - Identificação dos elementos da casa.

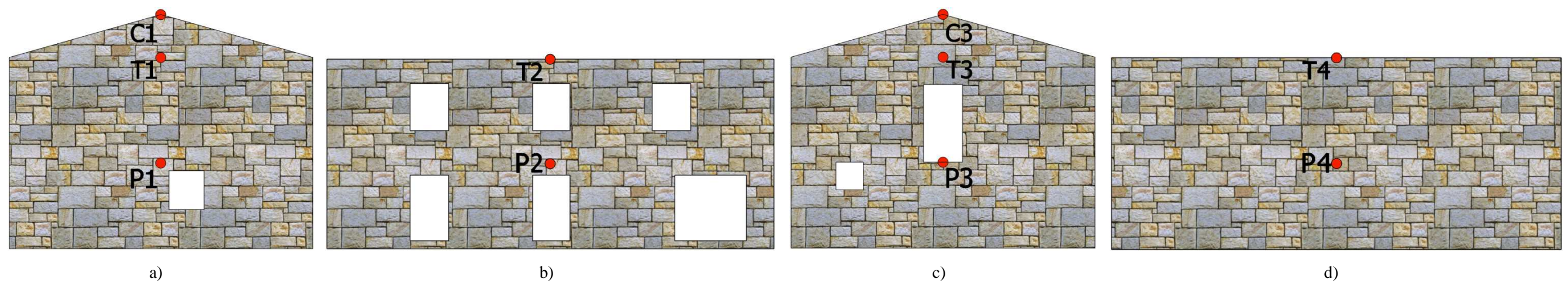


Figura 4.5 - Pontos Notáveis: a) Parede 1 - Empena Esquerda; b) Parede 2 - Fachada; c) Parede 3 - Empena Direita; d) Parede 4 - Tardoz.

Após a definição das acções no subcapítulo anterior, sintetiza-se no Quadro 4.5 o carregamento dos elementos estruturais da casa considerados.

Quadro 4.5 - Carregamento dos elementos da estrutura.

Acções	Elemento	Carregamento	Zona de Influência	ψ_2	Carregamento [kN/m]	
		[kN/m ²]	[m]		Exacto	Arred.
RCP						
Cobertura	Varas	0.6	0.9	---	0.54	
Pavimento	Barrotes	0.7	0.9	---	0.63	
Sobrecarga						
Pavimento	Barrotes	2.0	0.9	0.3	0.54	
<u>Carregamento Total</u>						
Cobertura	Varas				0.54	0.60
Pavimento	Barrotes				1.17	1.20

O arredondamento final é apenas por uma questão desta modelação e análise numérica ter associados erros intrínsecos, que fazem com que não se justifique a precisão de valores à centésima.

4.3.2. PAVIMENTOS DE MADEIRA - PROPRIEDADES ISOTRÓPICAS E ORTOTRÓPICAS

No que concerne à composição anatómica da madeira esta apresenta-se como um tecido celular orientado. É geralmente tratada à escala macroscópica como um material com simetria ortotrópica cilíndrica (ortotropia do material). As direcções de simetria em cada ponto são a direcção longitudinal (L) das fibras de madeira, a direcção radial (R) dos anéis de crescimento e a direcção tangencial (T) aos anéis de crescimento (Figura 4.6). Para caracterizar rigorosamente o comportamento mecânico da madeira é necessário obter as relações tensão-deformação no referencial LRT, até à rotura por meio de ensaios.

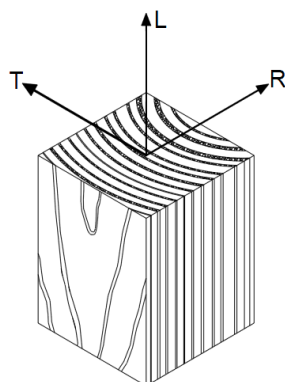


Figura 4.6 - Referencial de simetria ortotrópica da madeira.

Para estas simulações de reforço que serão ponderadas interessa a ortotropia não do material, mas do pavimento. Ou seja, para as análises efectuadas considerou-se a alternância entre características isotrópicas (Figura 4.7) e ortotrópicas (Figura 4.8) do soalho de madeira do

pavimento (ortotropia do sistema estrutural), para que, no caso da isotropia, fosse traduzido o efeito de um plano com rigidez ao corte muito elevada, o efeito de um diafragma rígido.

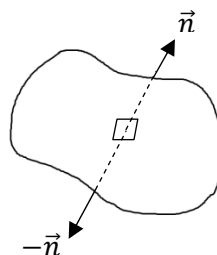


Figura 4.7 - Esquema de material isotrópico.

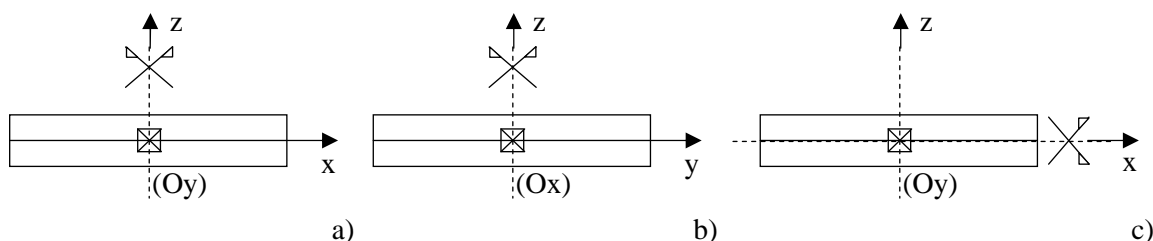


Figura 4.8 - Esquemas de material ortotrópico.

a) simetria em relação a yz; b) simetria em relação a xz; c) simetria em relação a xy;

4.3.3. APOIOS UNIDIRECCIONAIS

Para todas os apoios de elementos de viga da estrutura, que são apoiados nas paredes, foi considerada a resistência unicamente à compressão, limitando a resistência à tracção apenas à mobilizada por atrito nos apoios¹³ (Quadro 4.6; Figura 4.9), definindo, desta forma, a correcta lei de comportamento não linear da ligação, o qual é definido pela Figura 4.10.

Quadro 4.6 - Estimativa da tensão limite dos elementos de viga.

Elemento	Força distrib.	Comp.	Força result.	Rv - Esf. Tranv.	μ Coef. de atrito	Rv' Esf. Tranv.	Área de Apoio	Tensão de Tracção Limite	
								Exacto	Arred.
	[kN/m]	[m]	[kN]	[kN]		[kN]	[m ²]	[kPa]	[kPa]
Barrotes	1.20	5.89	7.07	3.53	0.4	1.41	0.012	117.8	120
Varas	0.60	3.22	1.93	0.97	0.4	0.39	0.008	48.3	50
Linha	0.56	5.89	3.31	1.66	0.4	0.66	0.012	55.2	60
Frechais									≈ 0

Para tal, no Quadro 4.6 decompõe-se a acção distribuída actuante da cobertura e do pavimento pelos elementos de viga, por unidade de comprimento (Força distrib.). Assim, multiplicando pelo comprimento obtém-se a força equivalente resultante (Força result.), a qual, dividida igualmente para cada apoio dará o esforço transversal em cada um deles - reacção vertical (Rv -

¹³ O carregamento assumido tem em conta a contribuição das acções permanentes e variáveis, conforme especificado em 4.2.1.

Esf. Tranv.). Entrando em linha de conta com o atrito entre o elemento de viga e o apoio, obtém-se o esforço transversal modificado (R_v' Esf. Tranv.). Estimando-se a área de contacto entre viga-apoio, chega-se à tensão de tracção limite que cada elemento de viga suportará.

À semelhança do Quadro 4.5 foram arredondados os resultados pelos motivos atrás referidos.

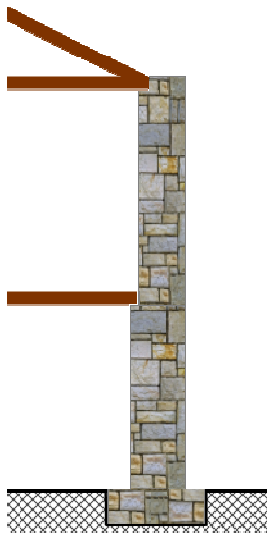


Figura 4.9 - Pormenor das ligações dos elementos de viga à parede.

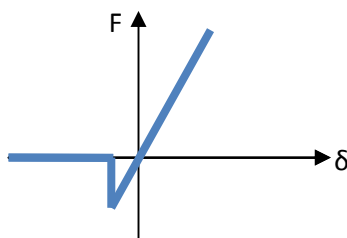


Figura 4.10 - Diagrama de comportamento não linear esquemático nos apoios dos elementos de viga.

Conforme se traduz na Figura 4.10, os elementos de viga, para deslocamentos de fecho (compressão) apresentam rigidez aproximadamente linear considerável. Já para deslocamentos de afastamento (tracção), conforme o anteriormente exposto, a resistência é dada apenas pelo atrito entre o elemento de viga e o apoio, até o limite atrás calculado, sendo que após esse limite a resistência à tracção se reduz a zero.

4.3.4. FORMULAÇÕES ADOPTADAS PARA AS ANÁLISES NUMÉRICAS

Para complementar as análises práticas que de seguida serão apresentadas, apresenta-se algumas formulações adoptadas que permitirão uma visão integrada das considerações do programa de cálculo.

Posteriormente, é descrita com mais detalhe a formulação do amortecimento de Rayleigh, considerado no programa para estimar as frequências do caso de estudo.

4.3.4.1. Considerações Gerais

A discretização estrutural do modelo foi feita através do método de elementos finitos, sendo as paredes simuladas como elementos de casca¹⁴ tridimensionais e os barrote de madeira como elementos de viga.

Quanto ao comportamento estrutural foi considerado linear elástico, com excepção dos apoios (casa-terreno e casa-escadaria) e das ligações entre os elementos de viga e entre estes e as paredes, nos quais se considerou o comportamento unidireccional atrás descrito (4.3.3), ou seja, comportamento não linear.

Nos cenários de reforço avaliados foram comparados os desempenhos entre estas ligações unilaterais (entre vigas e viga-parede) com ligações rígidas (eficazes). Os apoios do terreno foram considerados em todas as análises unilaterais - não lineares, restringindo o deslocamento da parede de tardo apenas quando esta seria solicitada a deslocamentos contra o terreno, não tendo qualquer efeito quando os deslocamentos eram em sentido contrário (para dentro da casa).

No que diz respeito ao tipo de análise, foi elaborada uma análise dinâmica no domínio do tempo. Devido aos apoios e ligações, anteriormente mencionados, esta análise é não linear e, por isso, utilizou-se o Método de Newton, um dos métodos que o programa de cálculo disponibiliza para a convergência de análises não lineares para integração directa no tempo, do qual se faz uma breve referência. Por ser uma análise dinâmica, torna-se necessário definir a matriz de amortecimento, logo, na secção 4.3.4.3 descreve-se a forma de obter esta matriz.

4.3.4.2. Análise Dinâmica por Integração Directa no tempo - Método de Newmark, (Delgado, R. & Arêde, A., 2009-2010)

As equações de equilíbrio dinâmico, de um sistema linear, são traduzidas pela expressão (4.6).

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (4.6)$$

A resolução deste sistema de equações pode ser feita por sobreposição modal e integração numérica de cada equação modal desligada ou aplicando técnicas implícitas de integração directa, por exemplo o método de Newmark.

Este método tem por base a adopção de uma lei de variação estrutural, em termos de acelerações, para cada grau de liberdade do sistema estrutural. Baseado em considerações cinemáticas, admite a hipótese de variação linear das acelerações, equações (4.7) e (4.8).

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [(1 + \delta)\ddot{u}_t + \delta\ddot{u}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (4.7)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t\Delta t + [(0.5 - \alpha)\ddot{u}_t + \alpha\ddot{u}_{t+\Delta t}]\Delta t^2 \quad (4.8)$$

sendo, α e δ determinados por forma a obter precisão e estabilidade no processo de integração.

Na Figura 4.11 ilustra-se o procedimento de cálculo (simplificado) para o método de Newmark.

¹⁴ Uma casca é uma estrutura que pode ser obtida de uma laje ou parede, transformando o plano médio numa superfície com simples ou dupla curvatura. As cargas consideram-se aplicadas no folheto médio. (Neves A., 1988).

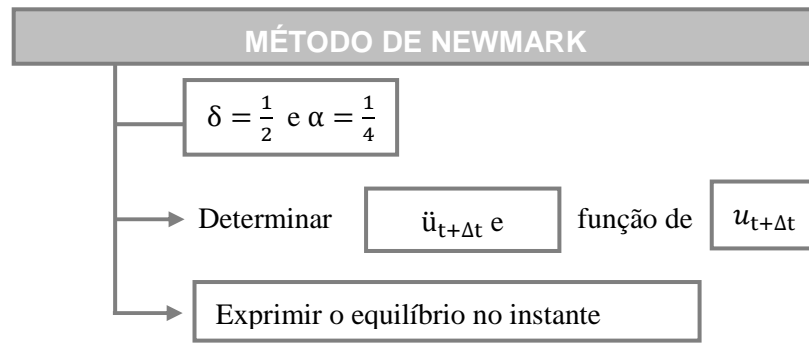


Figura 4.11 - Fluxograma de procedimento de cálculo do Método de Newmark.

4.3.4.3. Matriz de Amortecimento de Rayleigh (Web Help Beta, 2010)

A obtenção explícita da matriz de amortecimento, geralmente, não é necessária. Quando o é, esta pode ser definida por proporcionalidade com as matrizes de massa e rigidez e define-se por Matriz de Amortecimento de Rayleigh ou Matriz Proporcional Equação (4.9),

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.9)$$

em que α e β são parâmetros independentes e $[C]$ é uma matriz ortogonal, podendo esta matriz ser definida para casos dinâmicos lineares e não lineares. Aplicando a transformação de coordenadas modais, a matriz de amortecimento modal $[c]$ transforma-se numa matriz diagonal:

$$[\Phi]^T [C] [\Phi] = [c] = \alpha[1] + \beta[\omega^2] \quad (4.10)$$

Como a matriz de amortecimento modal $[c]$ é também dada por

$$[c] = 2[\xi\omega] \quad (4.11)$$

o coeficiente de amortecimento viscoso para o instante i vem dado pela expressão

$$[c_i] = 2\xi_i\omega_i = \alpha + \beta\omega_i^2 \quad (4.12)$$

e, desta forma, sendo ω_i e ω_j frequências que têm maior contribuição em termos de coeficiente de participação modal nas direcções x e y , vêm os coeficientes de Rayleigh, α e β , definidos pelo sistema de equações (4.13),

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_i\omega_j}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \begin{bmatrix} \omega_j & -\omega_i \\ -1/\omega_j & 1/\omega_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (4.13)$$

No caso dos modos de vibração terem a mesma razão de amortecimento α e β vêm definidos como:

$$\{\alpha\} = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.14)$$

$$\{\beta\} = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.15)$$

Para outro modo qualquer a razão de amortecimento viscoso varia com a frequência

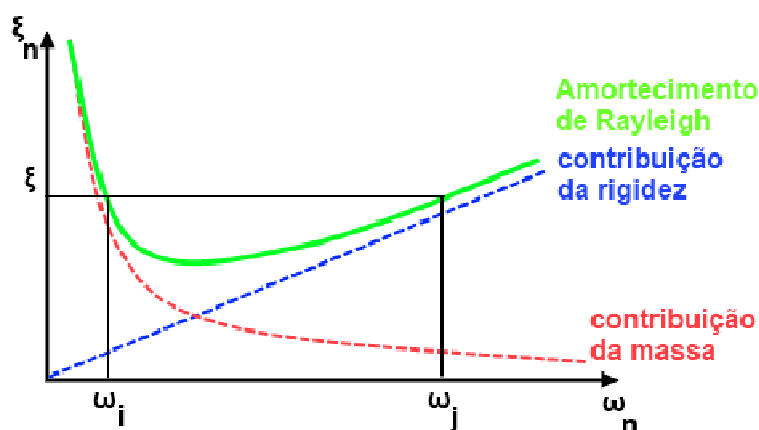


Figura 4.12 - Amortecimento de Rayleigh em função da frequência Adapt. (Web Help Beta, 2010).

Como se pode observar pela figura, a contribuição da massa para o coeficiente de amortecimento é inversamente proporcional a este, já com a rigidez verifica-se o oposto, a rigidez varia de forma proporcional à frequência.

4.4. DESCRIÇÃO DAS DIFERENTES ANÁLISES E RESPECTIVOS PARÂMETROS DE CÁLCULO

Foram estudadas dez análises variantes para o caso de estudo (sete com as componentes de acção sísmica em x e y; três considerando também a componente z), com o intuito de verificar a influência do pavimento e da cobertura no comportamento global da estrutura, comparar os resultados entre considerar o comportamento da madeira do pavimento ortotrópico ou isotrópico e as vantagens das ligações serem eficientes (rígidas) face a ligações que funcionam apenas unilateralmente. No Quadro 4.7 e Quadro 4.8 apresentam-se as análises e os parâmetros considerados em cada uma, em que E1, E2 e E3 representam os módulos de elasticidade nas respectivas direcções principais 1, 2 e 3; G12, G13 e G23, por seu turno, dizem respeito aos módulos de distorção que caracterizam as mudanças de ângulo entre as direcções elásticas principais 1 e 2, 1 e 3, 2 e 3.

A análise 1 - A1 - diz respeito à casa como foi encontrada, sem pavimento nem cobertura, fruto da exposição ao sismo, fase esta que serviu de calibração, conforme já referido.

A análise 2 - A2 - diz respeito à casa antes do sismo, sendo que a análise 3 - A3 - corresponde a uma variante desta, considerando o cenário hipotético de existir linha nas asnas. As propriedades da madeira do soalho são consideradas ortotrópicas e todas as ligações unilaterais.

A análise 4 - A4 - corresponde ao primeiro cenário de reforço e tem por objectivo verificar o comportamento estrutural global da estrutura introduzindo uma cobertura bem ligada (ligações rígidas), sem pavimento.

Nas análises 5 e 6 - A5; A6 - pretende-se comparar as consequências da consideração de ligações unilaterais (conforme comportamento representado na Figura 4.10) ou rígidas (ligações eficientes, que resistem à tracção e compressão) no pavimento.

Comparando as análises 6 e 7, atribuindo em A7 propriedades isotrópicas com um módulo de elasticidade elevado, verifica-se as consequências de considerar o soalho como diafragma rígido, por exemplo materializado por uma lajeta de betão, colocado sobre o soalho.

Quadro 4.7 - Descrição das análises e parâmetros considerados - Pavimento.

Análise	N.º	Pavimento										
		Madeira	Apoios	Limite de Tensão de Tracção [kPa]		Rótulas	E1 ¹⁵ [MPa]	E2 ¹⁵ [MPa]	E3 ¹⁵ [MPa]	G12 ¹⁶ [MPa]	G13 ¹⁶ [MPa]	G23 ¹⁶ [MPa]
				Vigas	Frechal							
Fase Após Sismo - Calibração	A1	Sem Pavimento	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Fase Antes Sismo	A2	Ortotrópica	Unilaterais	120	≈ 0	Sim	7500	7500	7500	10	3000	3000
	A3	Ortotrópica	Unilaterais	120	≈ 0	Sim	7500	7500	7500	10	3000	3000
Fase Após Sismo - Cenários de Reforço	A4	Sem Pavimento	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	A5	Ortotrópica	Unilaterais	120	≈ 0	Sim	7500	7500	7500	10	3000	3000
	A6	Ortotrópica	Rígidos	---	---	Não	7500	7500	7500	10	3000	3000
	A7	Isotrópica (com E elevado)	Rígidos	---	---	Não	7500	7500	7500	3000	3000	3000

¹⁵ E1, E2 e E3 - Módulo de elasticidade/Young nas direcções principais 1,2 e 3, respectivamente.

¹⁶ G12, G13 e G23 – Módulo de distorção nas direcções 1-2, 1-3 e 2-3, respectivamente.

Quadro 4.8 - Descrição das análises e parâmetros considerados - Cobertura.

Análise	N.º	Cobertura													
		Madeira	Apoios	Linha	Limite de Tensão de Tracção [kPa]				Rótulas	E1 ¹⁷ [Mpa]	E2 ¹⁵ [Mpa]	E3 ¹⁵ [Mpa]	G12 ¹⁸ [Mpa]	G13 ¹⁶ [Mpa]	G23 ¹⁶ [Mpa]
					Cum.	Varas	Linha	Frechal							
Fase Após Sismo - Calibração	A1	Sem Cobertura	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Fase Antes Sismo	A2	Isotrópica (com E elevado)	Unilaterais	Sem	≈ 0	50	---	≈ 0	Sim	7500	7500	7500	---	---	---
	A3	Isotrópica (com E elevado)	Unilaterais	Com	≈ 0	0	60	≈ 0	Sim	7500	7500	7500	---	---	---
Fase Após Sismo - Cenários de Reforço	A4	Isotrópica (com E elevado)	Rígidos	Com	---	---	---	---	---	7500	7500	7500	---	---	---
	A5	Isotrópica (com E elevado)	Rígidos	Com	---	---	---	---	---	7500	7500	7500	---	---	---
	A6	Isotrópica (com E elevado)	Rígidos	Com	---	---	---	---	---	7500	7500	7500	---	---	---
	A7	Isotrópica (com E elevado)	Rígidos	Com	---	---	---	---	---	7500	7500	7500	---	---	---

¹⁷ E1, E2 e E3 - Módulo de elasticidade/Young nas direcções principais 1,2 e 3, respectivamente.

¹⁸ G12, G13 e G23 – Módulo de distorção nas direcções 1-2, 1-3 e 2-3, respectivamente.

Conforme teoria enunciada na secção 4.3.4.3, procedeu-se para uma das análises (Análise 4) à verificação dos respectivos coeficientes de Rayleigh α e β , calculados automaticamente pelo programa.

Conforme a referida secção α e β podem ser calculados pelas equações (4.14 e (4.15, assim, foi possível obter o Quadro 4.9.

Quadro 4.9 - Cálculo dos coeficientes de Rayleigh para as várias análises.

Análise	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	ω_1 [rad/s]	ω_2 [rad/s]	α^{19} $\{\alpha\} = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}$	β^{20} $\{\beta\} = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$
A1	3.13	6.75	19.68	42.39	1.343913	0.001611
A2	7.19	7.47	45.16	46.95	2.301744	0.001086
A3	7.72	9.70	48.50	60.95	2.700854	0.000914
A4	6.13	7.87	38.52	49.47	2.165861	0.001136
A5	7.95	10.04	49.97	63.09	2.788437	0.000884
A6	8.07	10.06	50.72	63.23	2.814228	0.000878
A7	8.29	10.07	52.09	63.29	2.857318	0.000867

Para a Análise 4 foram representadas as curvas que traduzem tanto a massa como a rigidez para o amortecimento de Rayleigh, bem como a curva do próprio amortecimento (Figura 4.12).

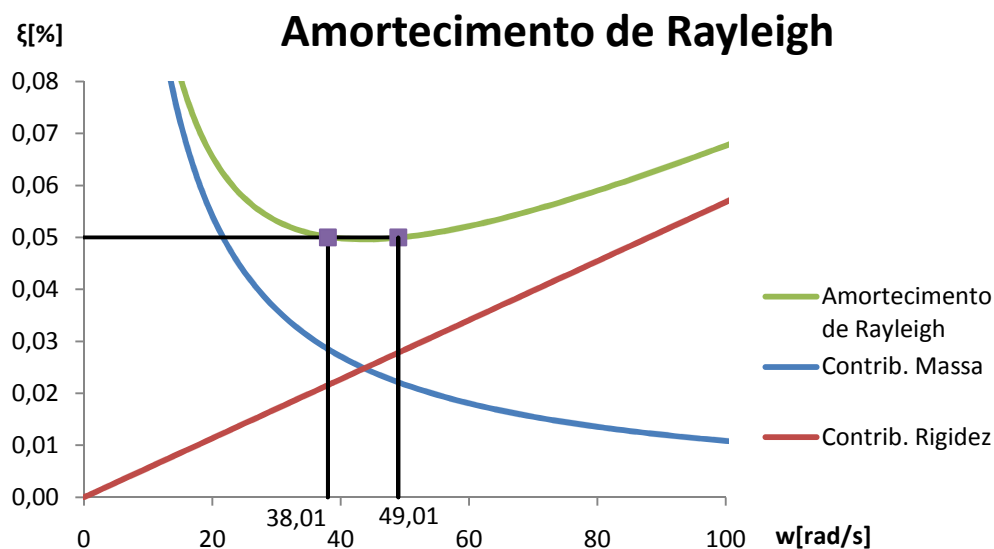


Figura 4.13 - Amortecimento de Rayleigh para a Análise 4.

¹⁹ coeficiente proporcional à massa
²⁰ coeficiente proporcional à rigidez

4.5. A1 - SIMULAÇÃO DA ESTRUTURA EXISTENTE - APÓS SISMO - CALIBRAÇÃO - A1

4.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na Identificação de Sistemas (Caetano, E., 2002), nomeadamente de parâmetros modais em estruturas, o objectivo fundamental prende-se com a necessidade de construir um modelo matemático (numérico) que caracterize o funcionamento estrutural e que se aproxime o mais possível dos resultados experimentais excitação-resposta. Segundo a autora os resultados experimentais têm associados erros, o que faz com que os métodos de identificação de sistemas forneçam apenas uma estimativa dos valores reais. Na aplicação destes métodos existem variadas técnicas de ajuste e são esses múltiplos critérios de optimização que resultam numa vasta panóplia de técnicas.

Em última análise a Identificação de Sistemas tem por objectivo a validação do modelo teórico (Caetano, E., 2002). Tal tarefa pode fasear-se em 3 partes:

- estabelecer comparações entre parâmetros obtidos experimentalmente e os utilizados em modelos teóricos;
- estudo das discrepâncias existentes;
- introdução de modificações aos modelos utilizados.

A comparação entre resultados experimentais e resultados do modelo teórico pode dividir-se em 3 níveis (Caetano, E., 2002):

- comparação de respostas dinâmicas;
- comparação de modelos modais (frequências de vibração, coeficientes de amortecimento e matriz de modos de vibração);

Para o caso de estudo da presente dissertação procurou-se aplicar valores plausíveis ao modelo no que diz respeito às características dos materiais e às restrições, indo de encontro aos resultados obtidos experimentalmente. Estabeleceu-se, assim, uma relação entre os parâmetros experimentais e os utilizados no modelo numérico, tendo em conta as condicionantes dos ensaios “*in situ*”.

No que respeita à validação de resultados esta foi conseguida através da verificação das deformadas modais, do próprio comportamento da estrutura ao sismo (deformadas) e dos valores Máximos de deslocamentos nos pontos da linha de cumeeira, comparando estes com os valores espectáveis.

4.5.2. CALIBRAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO

No presente caso de estudo, os dados disponíveis foram apenas a medição das frequências, não tendo sido feita a identificação modal (Figura 4.14), para a aceleração na direcção transversal.

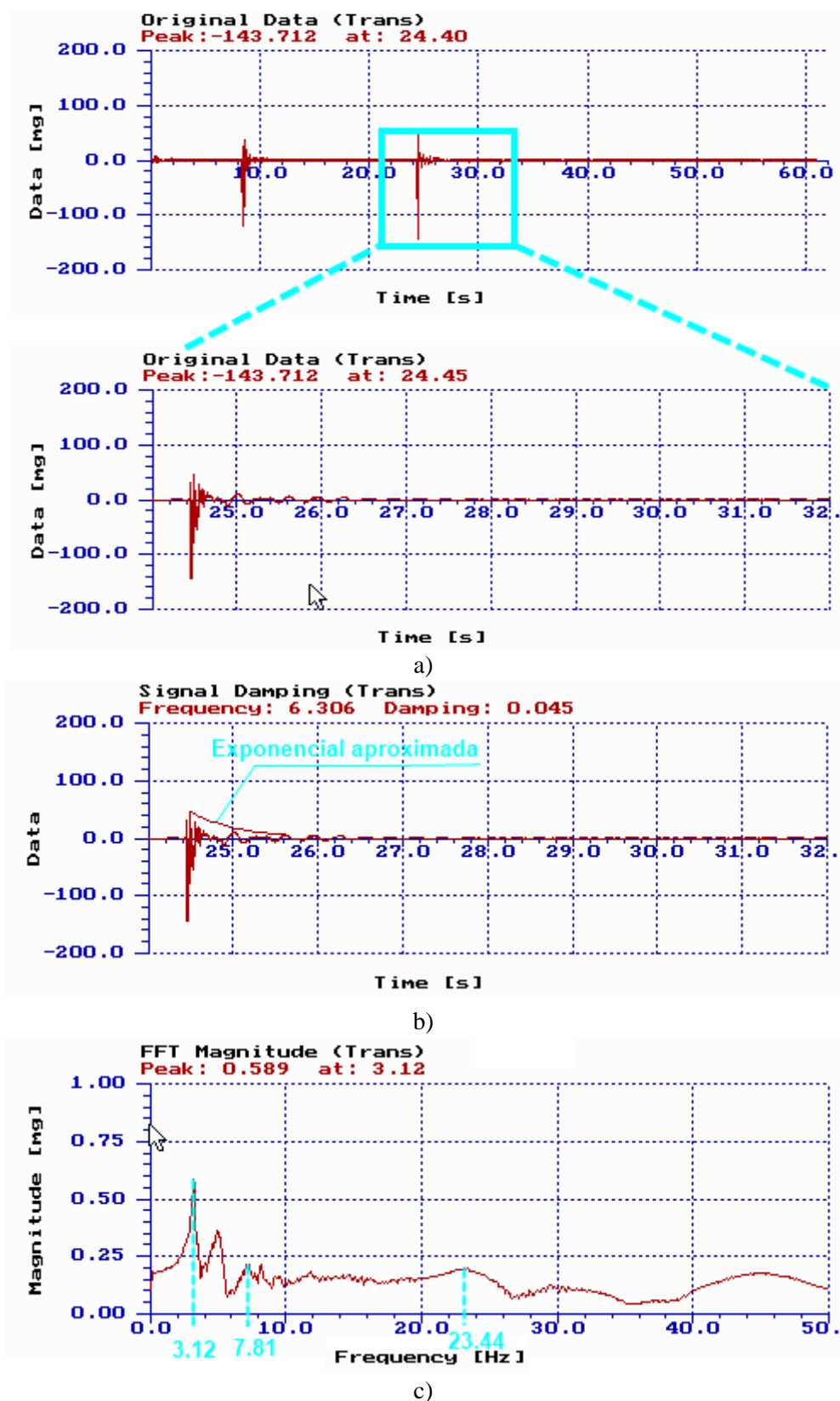


Figura 4.14 - Registos obtidos através dos ensaios "in situ" (Costa, A. G., 1999).

Foram dados impulsos à parede da fachada (P2) registrando o sinal medido. Na Figura 4.14 a), verifica-se que o pico máximo verificou-se para os 24.40 s, truncou-se a escala para uma janela

mais interessante. O cálculo do amortecimento foi aproximado através de uma exponencial, Figura 4.14 b. A Figura 4.14 c) representa a Transformada de Fourier deste sinal, onde é possível identificar as frequências da estrutura nas três direcções - $F_t = 3.12Hz$; $F_l = 7.81Hz$; $F_v = 23.44Hz$. Com certeza que se fosse avaliada a resposta na direcção longitudinal poderá aparecer mais pronunciado o pico correspondente a essa direcção e o mesmo é válido para a direcção vertical.

A partir de deflectómetros mecânicos foram também avaliados os deslocamentos da parede ensaiada (parede de fachada - P2), sob oscilação forçada (Costa, A. G., 1999).

Foi possível estimar o módulo de elasticidade, considerando o funcionamento em consola da parede, a partir da relação entre as forças aplicadas e os deslocamentos induzidos, através da expressão:

$$P = \left(\frac{3EI}{L^3} \right) \cdot \Delta \quad (4.16)$$

sendo:

P - força aplicada à extremidade da parede;

L - altura da parede, referida ao ponto de aplicação da força;

I - inércia da parede na direcção perpendicular;

Δ - deslocamento da parede na direcção da força.

Os dados resultantes dos ensaios foram então estimados em $E=250$ [MPa] e para o peso volúmico, estimado em laboratório por amostras, $\gamma=19$ [kN/m³]. Porém para ser possível a calibração da estrutura foram necessários adoptar outros valores, conforme se explica de seguida.

Com efeito, o modelo foi calibrado tendo em conta não só estas propriedades mecânicas da pedra (peso volúmico e módulo de elasticidade), mas também as restrições existentes na casa. Através das frequências medidas e da obtenção dos modos de vibração da A1 para vários valores de E das paredes foi-se ajustando os resultados.

Dadas as restrições da casa e as medições destes parâmetros terem sido feitas na parede da fachada principal, provocando deslocamentos muito reduzidos nas restantes, o modelo numérico teve que ter em conta outros valores para se ajustar à resposta em termos de frequências verificadas.

Assim, para um melhor ajuste aos valores de frequências obtidas experimentalmente, foi considerado um peso volúmico - γ - de 18 [kN/m³].

Com o SAP, fizeram-se as várias combinações indicadas no Quadro 4.10, variando o módulo de elasticidade da parede com piores características mecânicas - parede da fachada - devido à sua dimensão e às várias aberturas, mantendo as propriedades nas restantes paredes e vice-versa.

A distinção entre parede pior e paredes melhores, ou seja, da parede de fachada como sendo a que teria piores características mecânicas das restantes três com a suposição de melhores características é apenas um ponto de partida admitido, com base nas suas restrições e presença/ausência de aberturas e que em nada limita a convergência do método para a solução que minimizará o erro.

Assim, fazendo-se variar o módulo de elasticidade das paredes com melhores características mecânicas - empenas e parede tardoz - uma vez que as empenas têm menores dimensões,

poucas aberturas e uma delas tem a restrição lateral da escadaria exterior da casa, e a parede de tardoz, não obstante a sua dimensão, tem cerca de metade da área envolvida pelo terreno (materializado por apoios unilaterais no modelo) e não tem quaisquer aberturas, manteve-se as propriedades da fachada principal. De seguida fez-se o inverso.

Quadro 4.10 - Combinações de valores para o módulo de elasticidade nas várias fachadas da casa.

		-10%	f[Hz]	0%	f[Hz]	+10%	f[Hz]	+30%	f[Hz]
Variando o E [MPa] da Parede Pior	Parede Pior	450	2.76	500	2.89	550	3.01	650	3.22
	Paredes Melhores	1200	7.86	1200	8.03	1200	8.19	1200	8.51
Variando o E [MPa] das Paredes Melhores	Parede Pior	500	2.86	500	2.89	500	2.91		
	Paredes Melhores	1080	7.79	1200	8.03	1320	8.26		

Estas combinações foram ajustadas - Quadro 4.11 - para ser possível analisar graficamente a influência da alteração do módulo de elasticidade da parede pior (E_{PP}) e das paredes melhores (E_{PM}) na frequência do 1º modo transversal (FMT) e do 1º modo longitudinal (FML). Foi acrescentada mais uma combinação para que a FMT passasse pelo valor de calibração 3.12 Hz.

Quadro 4.11 - Dados das combinações de módulos de elasticidade para a análise gráfica

	ΔE [MPa]	FMT [Hz]	FML [Hz]
Variando o E_{PP}	-50	2.76	7.86
	0	2.89	8.03
	50	3.01	8.19
	150	3.22	8.51
Variando o E_{PM}	-120	2.86	7.79
	0	2.89	8.03
	120	2.91	8.26

Nos gráficos da Figura 4.15 e Figura 4.16, é possível observar as linhas de tendência (ajustadas com a equação polinomial de 2ª ordem).

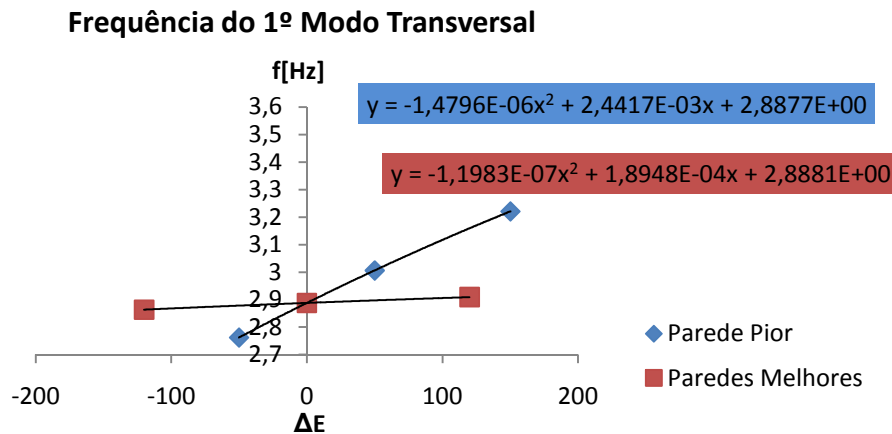


Figura 4.15 - Variação da FMT - Frequência do 1º Modo Transversal, variando o módulo de elasticidade das várias paredes.

A Figura 4.15 permite entender que a variação do módulo de elasticidade da parede pior influencia muito mais a FMT (frequência do 1º modo transversal) do que se tal propriedade for variada nas paredes com melhores características.

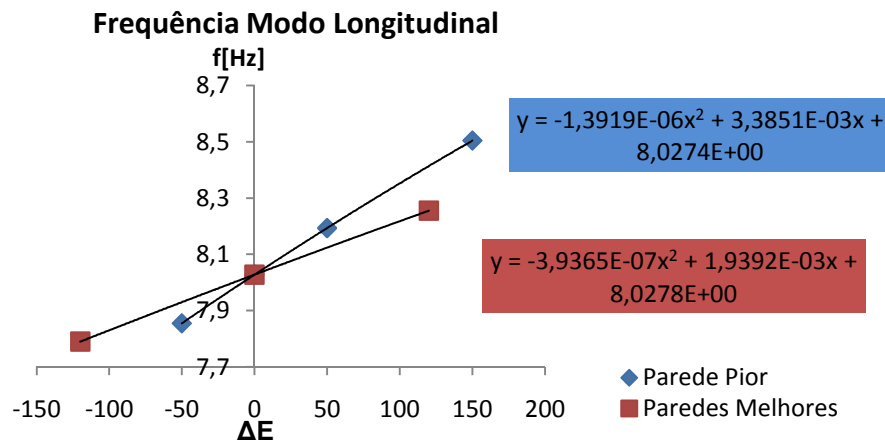


Figura 4.16 - Linhas de tendência para a FML - Frequência do 1º Modo Longitudinal, variando o módulo de elasticidade das várias paredes.

Tal já não se verifica da mesma forma para o 1º modo longitudinal, como evidencia a Figura 4.16, em que as linhas têm inclinação relativamente próxima, traduzindo que a variação do módulo de elasticidade na parede pior tem influência semelhante na FML (frequência do 1º modo longitudinal) se for aplicado nas paredes com melhores características.

Através destas expressões foram definidas as equações que, para quaisquer valores de módulos de elasticidade para a parede pior e paredes melhores, determinam o valor do 1º modo transversal e longitudinal - Equação (4.17) e Equação (4.18), respectivamente.

$$FMT = 2,8881 + (-1,4796^{-6} * (E_{PP} - 500)^2 + 2,4417^{-3} * (E_{PP} - 500)) + (-1,1983^{-7} * (E_{PM} - 1200)^2 + 1,8948^{-4} * (E_{PM} - 1200)) \quad (4.17)$$

$$FML = 8.0278 + (-1.3919^{-6} * (E_{PP} - 500)^2 + 3.3851^{-3} * (E_{PP} - 500)) + (-3.9365^{-7} * (E_{PM} - 1200)^2 + 1.9392^{-4} * (E_{PM} - 1200)) \quad (4.18)$$

Colocando estas equações em MatLab (MATLAB and Simulink for Technical Computing), variando os módulos de elasticidade entre extremos plausíveis - Figura 4.17, é possível determinar o E_{PP} e E_{PM} que minimizam, ao mesmo tempo, o erro e o desvio das frequências (transversal e longitudinal) medidas experimentalmente das numéricas - Figura 4.18.

```
Introduza EPP inicial : 250
Introduza EPP final : 2000
Introduza EPM inicial : 250
Introduza EPM final : 2000
```

Figura 4.17 - Parâmetros de entrada de dados - MatLab.

```
O desvio minimo é de : 0.0026076 para o valor de EPP = 636 e EPM = 883 :
fmt = 3.1207
fml = 7.8094
errofml = 0.00066078
errofml = 0.00064304
erro = 0.0013038
desvio = 0.0013038
somaerodesvio = 0.0026076
```

Figura 4.18 - Parâmetros de saída - MatLab.

Assim, o erro entre os valores experimentais e do modelo numérico é minimizado para um $E_{PP} = 636$ MPa e $E_{PM} = 883$ MPa. Porém, como para uma análise numérica com incertezas deste nível na caracterização dos materiais e nos próprios critérios de modelação, da mesma forma como anteriormente se procedeu ao arredondamento dos valores calculados, não se justifica um ajuste perfeito das frequências e consequentemente dos valores dos módulos de elasticidade, entendendo-se razoável considerar $E_{PP} = 650$ MPa e $E_{PM} = 900$ MPa, o que corresponde a uma FMT=3.13 Hz e uma FML=7.81 Hz.

Nas imagens abaixo representam-se os modos de vibração da casa e respectivas frequências. Apenas nesta análise se identificaram os vários modos de vibração iniciais, uma vez que foi através destes que se calibrou a estrutura.

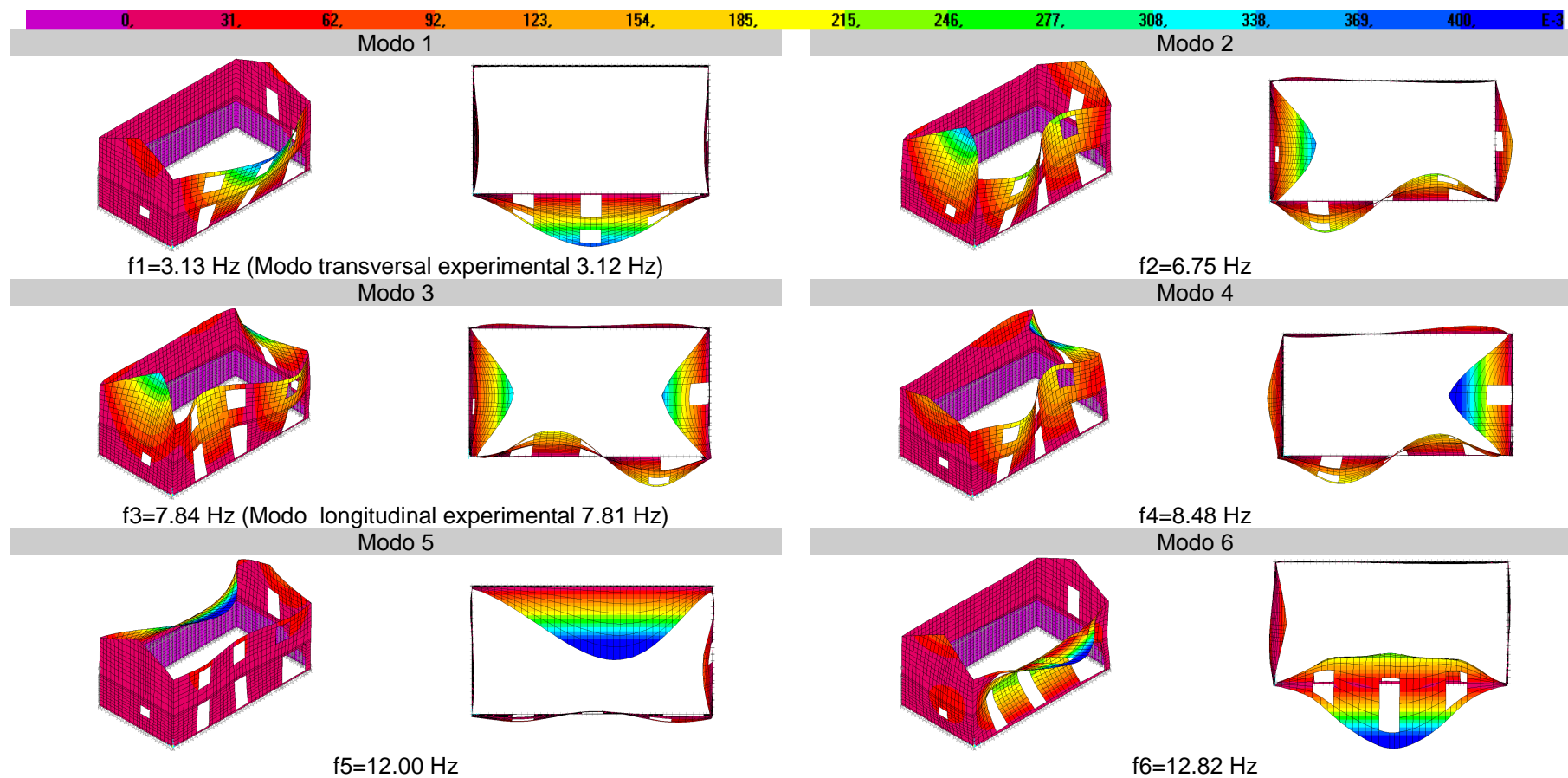


Figura 4.19 - Modos de Vibração - A1

4.5.3. RESPOSTA SÍSMICA

4.5.3.1. Deslocamentos

A resposta sísmica para a A1 encontra-se retratada nos quadros seguintes, indicando os parâmetros avaliados em termos de tratamento dos deslocamentos e tensões. No Quadro 4.12 identificam-se os deslocamentos máximos de cada ponto notável (PT-pontos caracterizados de cada parede, identificados anteriormente na Figura 4.5) para as direcções x e y, assim como o passo da análise correspondente (“time step”). Os perfis de deslocamentos são apresentados na

Figura 4.20, a cheio o perfil para deslocamentos fora do plano e a traço interrompido os deslocamentos no plano.

Quadro 4.12 - Deslocamentos máximos nas direcções x e y - A1.

PAR.	PT.	Z [m]	A1			
			X		Y	
			t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	8.45	5.02	0.41
	T1	4.7	5.22	6.22	5.02	0.35
	P1	2.2	5.23	2.87	5.02	0.17
2	T2	4.7	4.23	0.77	5.40	40.80
	P2	2.2	4.23	0.54	5.40	19.84
3	C3	6	5.06	5.43	5.38	0.72
	T3	4.7	5.06	3.38	5.38	0.65
	P3	2.2	5.06	0.05	5.38	0.02
4	T4	4.7	4.64	0.03	4.61	1.51
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00
Máximo Pontos			3.61	8.45	5.40	40.80
			C1		T2	

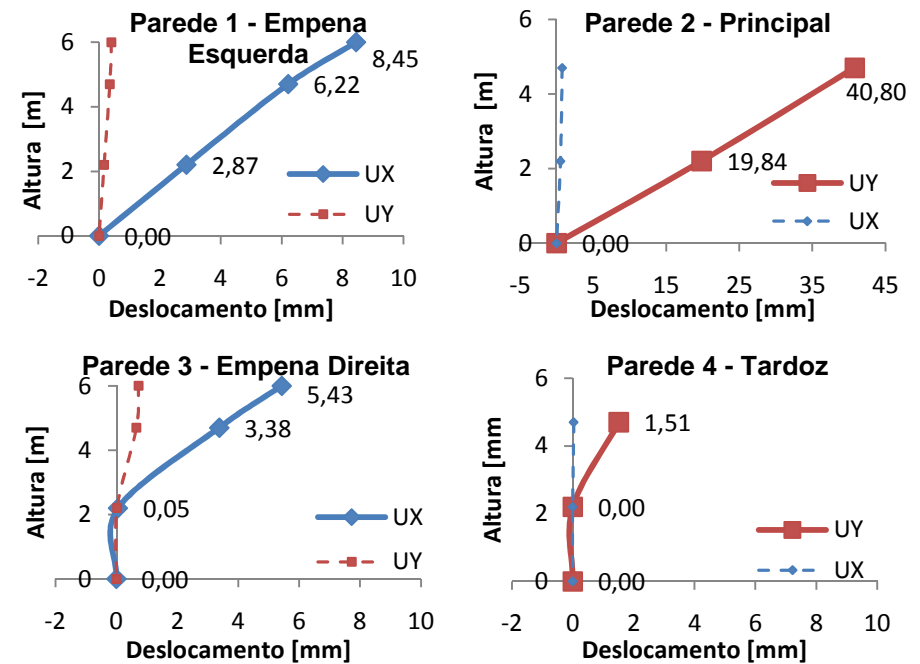


Figura 4.20 - Perfis de Deslocamentos para a A1.

Conforme se pode verificar, sem qualquer travamento e com todas as aberturas existentes, a parede de fachada fica muito fragilizada, no que diz respeito aos deslocamentos fora do seu plano. As paredes 3 e 4 não apresentam deslocamentos até à cota em que estão restringidas, quer pela escadaria, quer pelo terreno, respectivamente.

No Quadro 4.13 apresenta-se o “drift absoluto”, deslocamento relativo entre pisos, o qual dividido pela altura (entre pisos) dá uma deformação relativa, estreitamente ligada ao ângulo de rotação da parede. Os “drifts” da Figura 4.21 são a envolvente das deformações relativas máximas, representam os máximos em cada piso. Uma vez que as análises que se pretendem efectuar, seguidamente, são comparativas, optou-se pela envolvente.

Quadro 4.13 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas - A1.

A1				
PAR.	PT.	z [m]	“Drift Absoluto”- Δ [mm]	Δ /Altura [%]
1	C1	6	2.23	0.172
	T1	4.7	3.35	0.134
	P1	2.2	2.87	0.130
2	T2	4.7	20.96	0.838
	P2	2.2	19.84	0.902
3	C3	6	2.05	0.158
	T3	4.7	3.33	0.133
	P3	2.2	0.05	0.002
4	T4	4.7	1.51	0.060
	P4	2.2	0.00	0.000

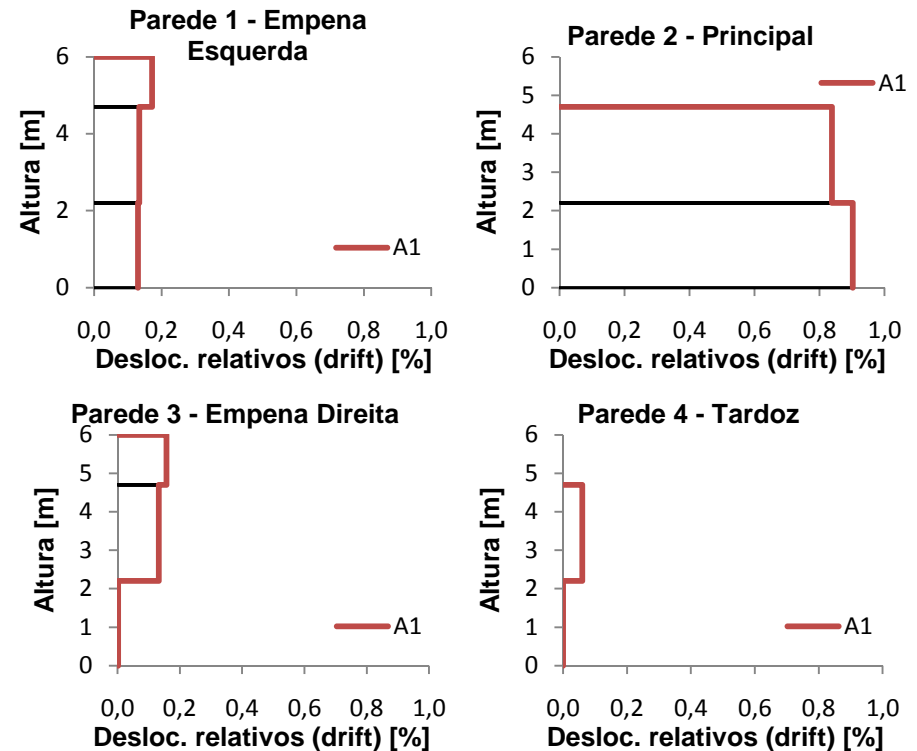


Figura 4.21 - Envolvente de deformações relativas máximas - A1.

No caso de análises fora do plano, assume particular importância a relação entre os drifts e a espessura, uma vez que este quociente dá traduz a relevância do impulso fora do plano, no que diz respeito à facilidade de derrube.

Quadro 4.14 - Dados para envoltória de deformações relativas máximas (espessura) - A1.

A1				
PAR.	PT.	z [m]	"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Espess. [%]
1	C1	6	2.23	0.406
	T1	4.7	3.35	0.608
	P1	2.2	2.87	0.522
2	T2	4.7	20.96	3.225
	P2	2.2	19.84	3.608
3	C3	6	2.05	0.373
	T3	4.7	3.33	0.605
	P3	2.2	0.05	0.009
4	T4	4.7	1.51	0.233
	P4	2.2	0.00	0.000

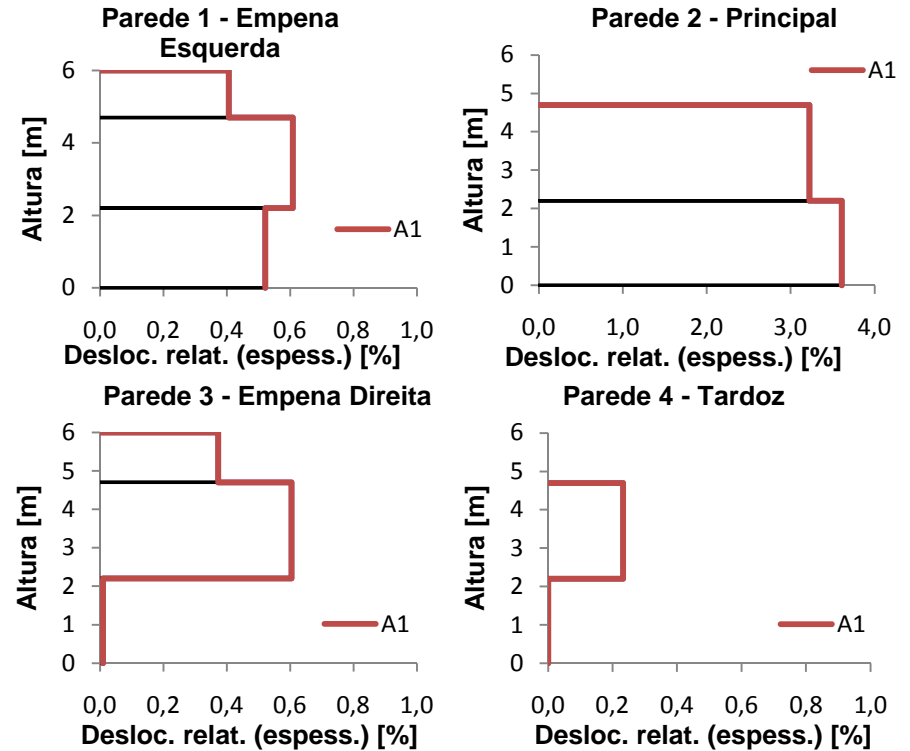


Figura 4.22 - Envoltória de deformações relativas máximas (espessura) - A1

Para os pontos de deslocamento máximo em x e y, realçados no Quadro 4.12, apresenta-se na Figura 4.23 o seu desenvolvimento no tempo.

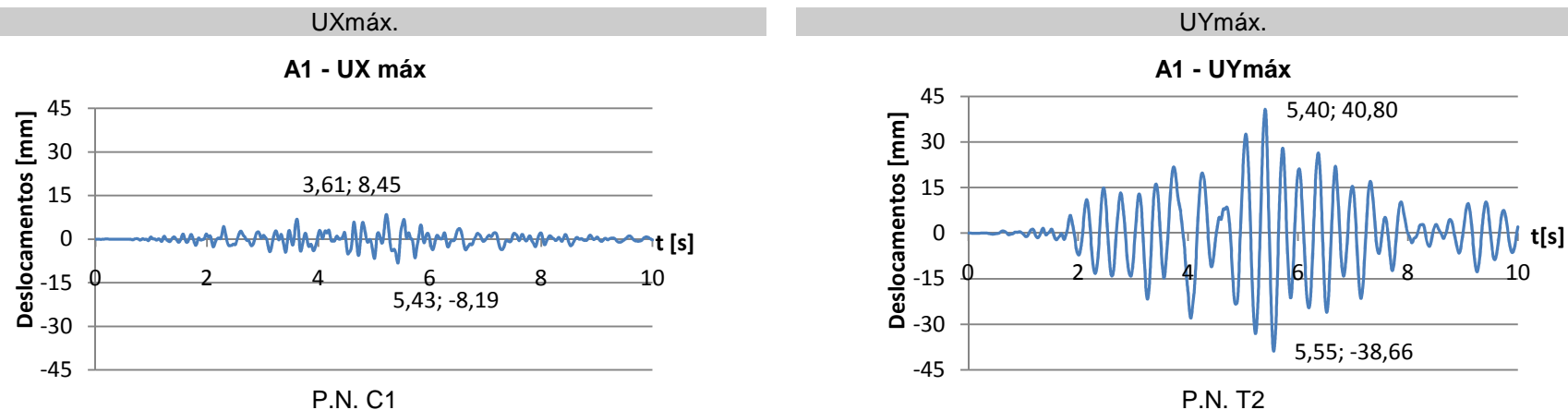


Figura 4.23 - Deslocamento ao longo do tempo para pontos de UX e UY máximos - A1.

Na Figura 4.24, representam-se os mapas de deslocamentos destes mesmos pontos notáveis, para os referidos instantes.

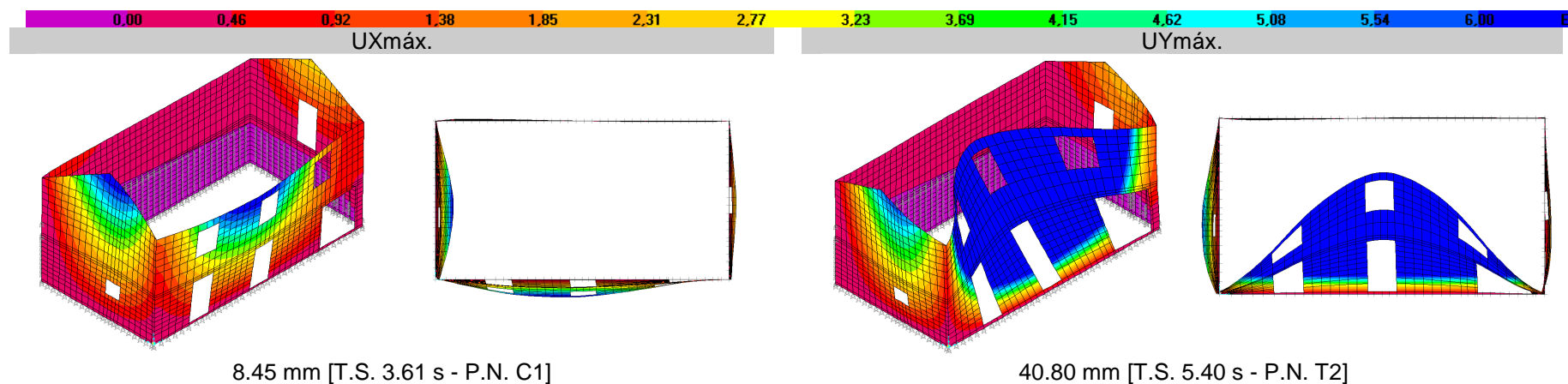


Figura 4.24 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1.

4.5.3.2. Tensões

A análise das tensões principais mostra-se de extrema relevância uma vez que possibilita verificar os locais de concentração das tensões e visualizar o caminho das forças, permitindo, desta forma, identificar as linhas de abertura de fendas. Na impossibilidade do programa de cálculo automático fornecer a envolvente de tensões, são apresentadas as tensões em cada parede para os instantes em que estas são máximas.

Assim, na Figura 4.25 e Figura 4.26 são apresentados os mapas de tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, para a A1, com a indicação dos respectivos instantes para os quais se verificam tais tensões. Estas tensões foram obtidas para o folheto inferior (bottom face).

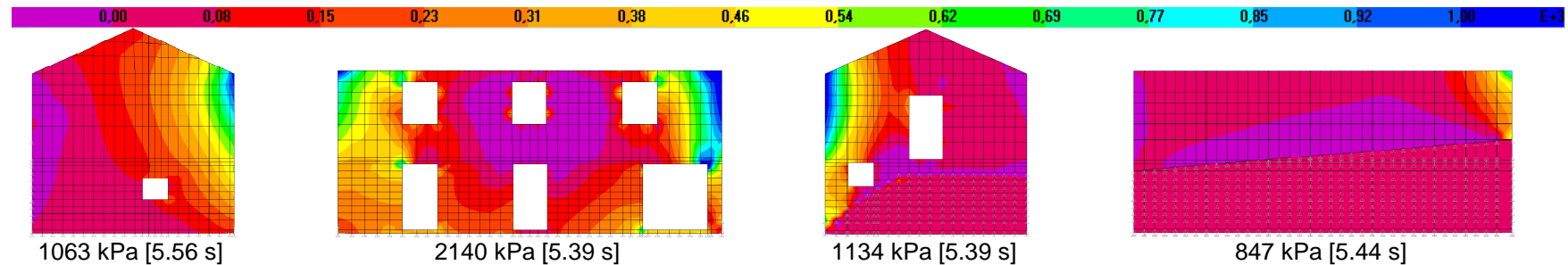


Figura 4.25 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1.

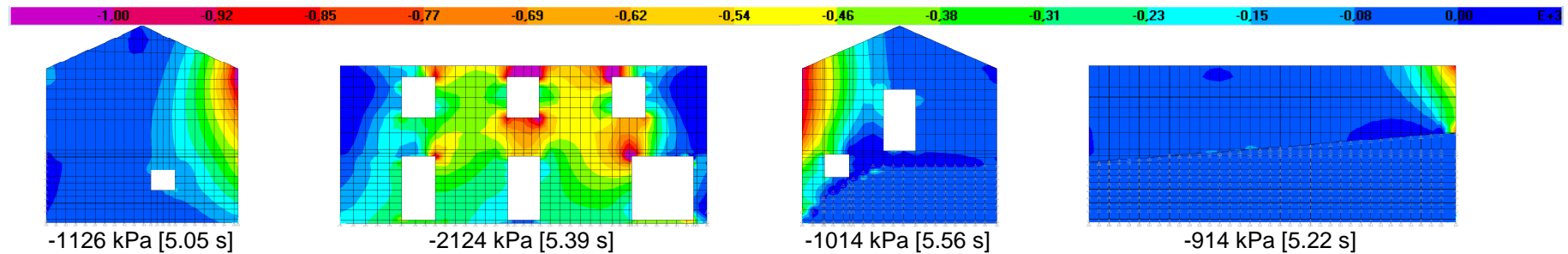


Figura 4.26 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1.

Conforme verificado temos tensões máximas na ordem de 2 MPa tanto em compressões como tracções (na parede 2), dado que se trata de um modelo linear elástico. Efectivamente, os 2 MPa de tensão de compressão são compatíveis com a resistência da alvenaria à compressão, porém, as tensões de tracção não são compatíveis com o material, na realidade a estrutura nunca aguentaria tais tensões, ocorrendo o destacamento da alvenaria, nas regiões de maiores tensões de tracção.

4.6. A2 E A3 - REPRODUÇÃO DA ESTRUTURA ORIGINAL - ANTES DO SISMO

Conforme explicitado na secção 1.1.3.2 o tipo de cobertura utilizada no Faial incorpora, geralmente, uma viga transversal que liga as duas paredes opostas - a linha. Assim, na A2 a estrutura modelada pretende idealizar a que se julga lá ter existido realmente, sem linha na cobertura, enquanto na A3 pretende-se estudar a mesma análise considerando a existência da linha na cobertura. Na Figura 4.27 apresentam-se os esquemas representativos do pavimento e cobertura destas análises. Em ambas as análises, a madeira do pavimento considera-se ortotrópica e todas as vigas com ligação unidireccional.

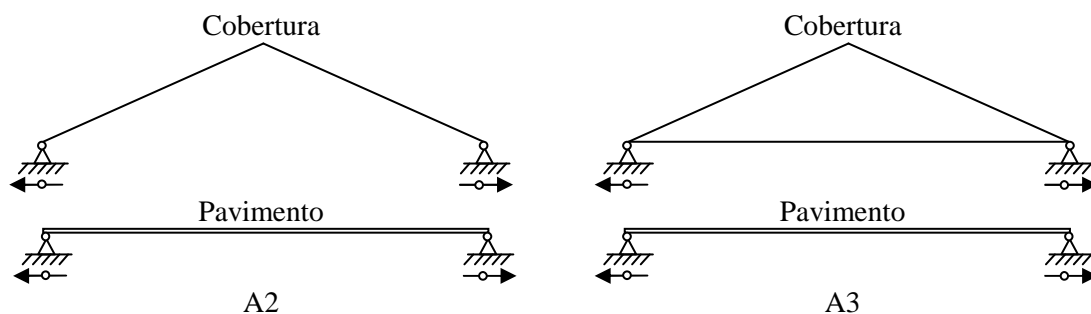


Figura 4.27 - Representação esquemática da cobertura e pavimento - A2 e A3.

4.6.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

Na Figura 4.28 e Figura 4.29 são apresentados os primeiros modos de vibração transversal e longitudinal de cada análise. A escala apresentada não tem qualquer significado, apenas se adoptou a mesma escala para possibilitar comparações entre as análises.

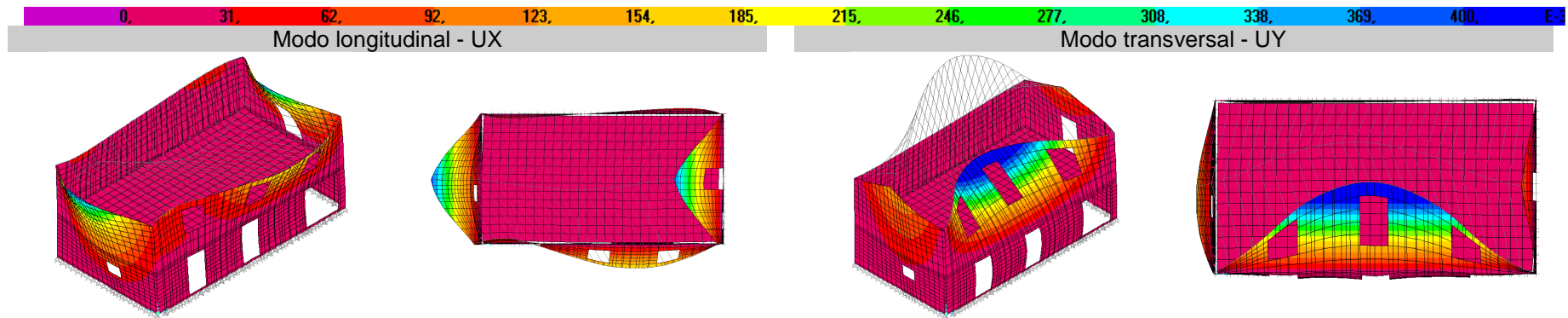


Figura 4.28 - Modo longitudinal UX (Modo 2 - $f_2=7.47$ Hz); Modo transversal UY (Modo 1 - $f_1=7.19$ Hz) - A2.

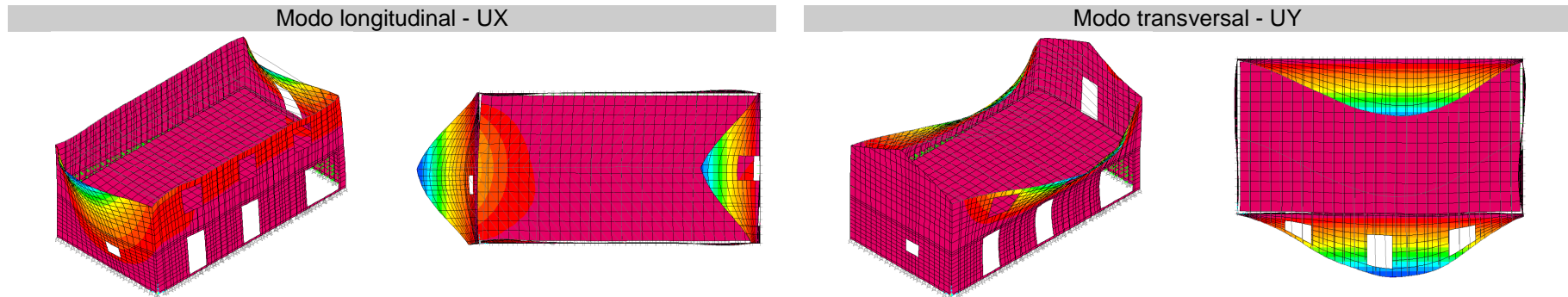


Figura 4.29 - Modo longitudinal UX (Modo 2 - $f_2=7.72$ Hz); Modo transversal UY (Modo 6 - $f_2=9.70$ Hz) - A3.

O modo longitudinal é bastante semelhante entre as análises, porém o modo transversal, como seria expectável na A3, com linha, passa a um 6º modo, com uma frequência consideravelmente maior, por efeito da ligação das paredes pela linha.

4.6.2. RESPOSTA SÍSMICA

4.6.2.1. Deslocamentos

Em termos de resposta sísmica, para as análises A2 e A3 indicam-se nos quadros seguintes os deslocamentos máximos em x e y dos pontos notáveis. No Quadro 4.15 identificam-se os deslocamentos máximos em x e y da A2 e A3.

Quadro 4.15 - Deslocamentos máximos nas direcções x e y - A2 e A3.

PAR.	PT.	Z [m]	A2				A3			
			X		Y		X		Y	
			t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]	t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	6.97	5.02	0.40	3.61	6.72	5.01	0.38
	T1	4.7	3.61	4.94	5.01	0.35	3.61	4.94	5.01	0.34
	P1	2.2	3.61	1.98	5.01	0.17	3.61	2.13	5.01	0.17
2	T2	4.7	3.60	0.90	3.85	4.37	4.24	1.01	5.04	2.91
	P2	2.2	3.60	0.61	5.05	0.18	4.24	0.68	5.05	0.16
3	C3	6	3.61	6.64	5.02	0.57	3.61	6.13	5.01	0.66
	T3	4.7	3.61	3.73	5.02	0.53	3.61	3.41	5.01	0.61
	P3	2.2	3.62	0.04	5.01	0.03	3.61	0.03	5.01	0.03
4	T4	4.7	4.15	0.08	5.47	1.71	4.65	0.09	5.04	2.55
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
Máximo			3.61	6.97	3.85	4.37	3.61	6.72	5.04	2.91
Pontos			C1		T2		C1		T2	

Na Figura 4.30 apresentam-se os perfis de deslocamentos das duas situações A2 e A3.

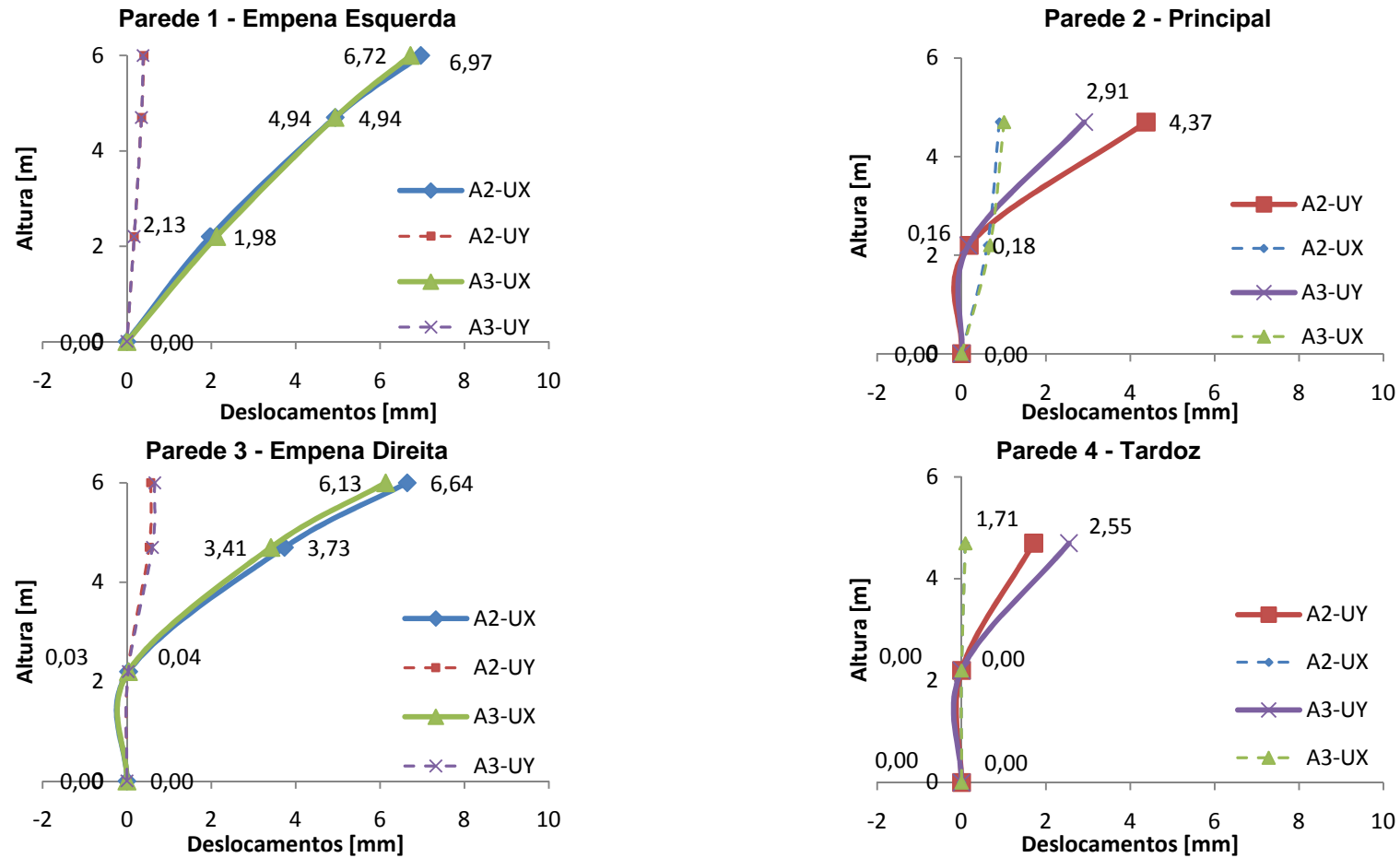


Figura 4.30 - Perfis de Deslocamentos para a A2 e A3.

Os perfis de deslocamentos no plano são praticamente coincidentes. Quanto aos deslocamentos fora do plano, o dado mais saliente é a diminuição do deslocamento máximo em y na parede 2, da ordem dos 33%. Na parede 4 o cenário A3 apresenta maior deslocamento que A2. A deformada, conforme

se pode confirmar pela Figura 4.36, é para dentro da casa. Estando a cobertura mais robusta com a linha, a parede 2, quando solicitada a mover-se para dentro, ganha apoio na parede tardoz através da linha, transferindo-lhe parte das suas forças de inércia, obrigando-a a deformar-se mais, houve, portanto, uma uniformização dos deslocamentos, conforme se comprova pelos perfis.

Os deslocamentos relativos máximos, drifts em relação à altura de A2 e A3 são apresentados no Quadro 4.16.

Quadro 4.16 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas - A2 e A3.

PAR.	PT.	Z [m]	A2		A3	
			"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Altura [%]	"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Altura [%]
1	C1	6	2.03	0.156	1.79	0.137
	T1	4.7	2.96	0.119	2.81	0.112
	P1	2.2	1.98	0.090	2.13	0.097
2	T2	4.7	4.19	0.168	2.75	0.110
	P2	2.2	0.18	0.008	0.16	0.007
3	C3	6	2.91	0.224	2.72	0.209
	T3	4.7	3.70	0.148	3.38	0.135
	P3	2.2	0.04	0.002	0.03	0.002
4	T4	4.7	1.71	0.068	2.55	0.102
	P4	2.2	0.00	0.000	0.00	0.000

Na Figura 4.31 apresentam-se as envolventes das deformações relativas máximas das análises A2 e A3.

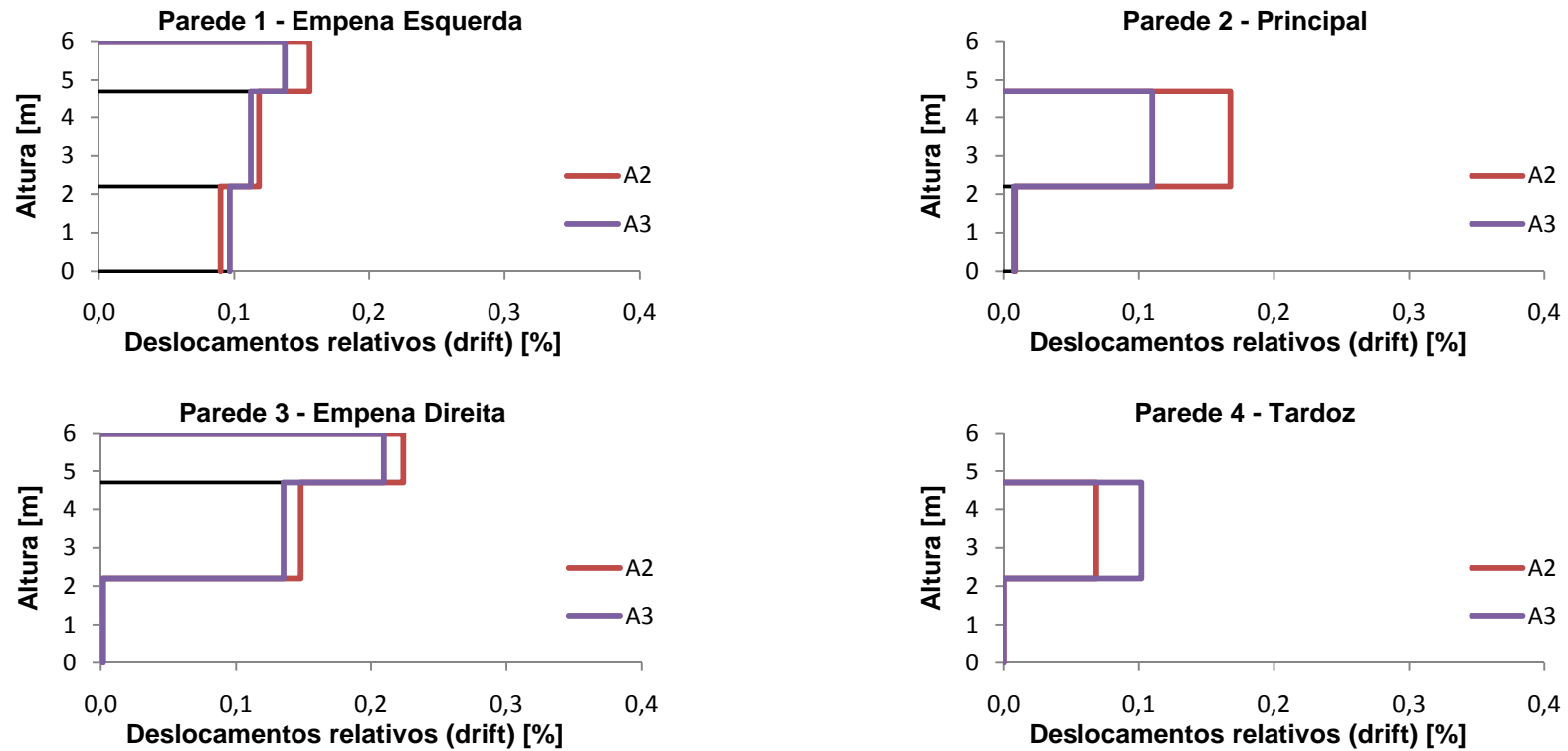


Figura 4.31 - Envolvente de deformações relativas máximas - A2 e A3.

Facilmente se percebe o benefício da linha na diminuição do drift da parede 2 comparativamente com a 1 e 3. Na parede 4 inverte-se a situação, e há um pequeno agravamento, conforme atrás se explicitou.

No Quadro 4.17 encontram-se os dados para a determinação da envolvente de deformações relativas em espessura, para A2 e A3.

Quadro 4.17 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A2 e A3.

PAR.	PT.	Z [m]	A2		A3	
			"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Espess. [%]	"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Espess. [%]
1	C1	6	2.03	0.369	1.79	0.325
	T1	4.7	2.96	0.539	2.81	0.511
	P1	2.2	1.98	0.359	2.13	0.387
2	T2	4.7	4.19	0.645	2.75	0.423
	P2	2.2	0.18	0.034	0.16	0.029
3	C3	6	2.91	0.529	2.72	0.495
	T3	4.7	3.70	0.672	3.38	0.614
	P3	2.2	0.04	0.007	0.03	0.006
4	T4	4.7	1.71	0.263	2.55	0.392
	P4	2.2	0.00	0.000	0.00	0.000

Na Figura 4.32 temos, então, as respectivas envolventes.

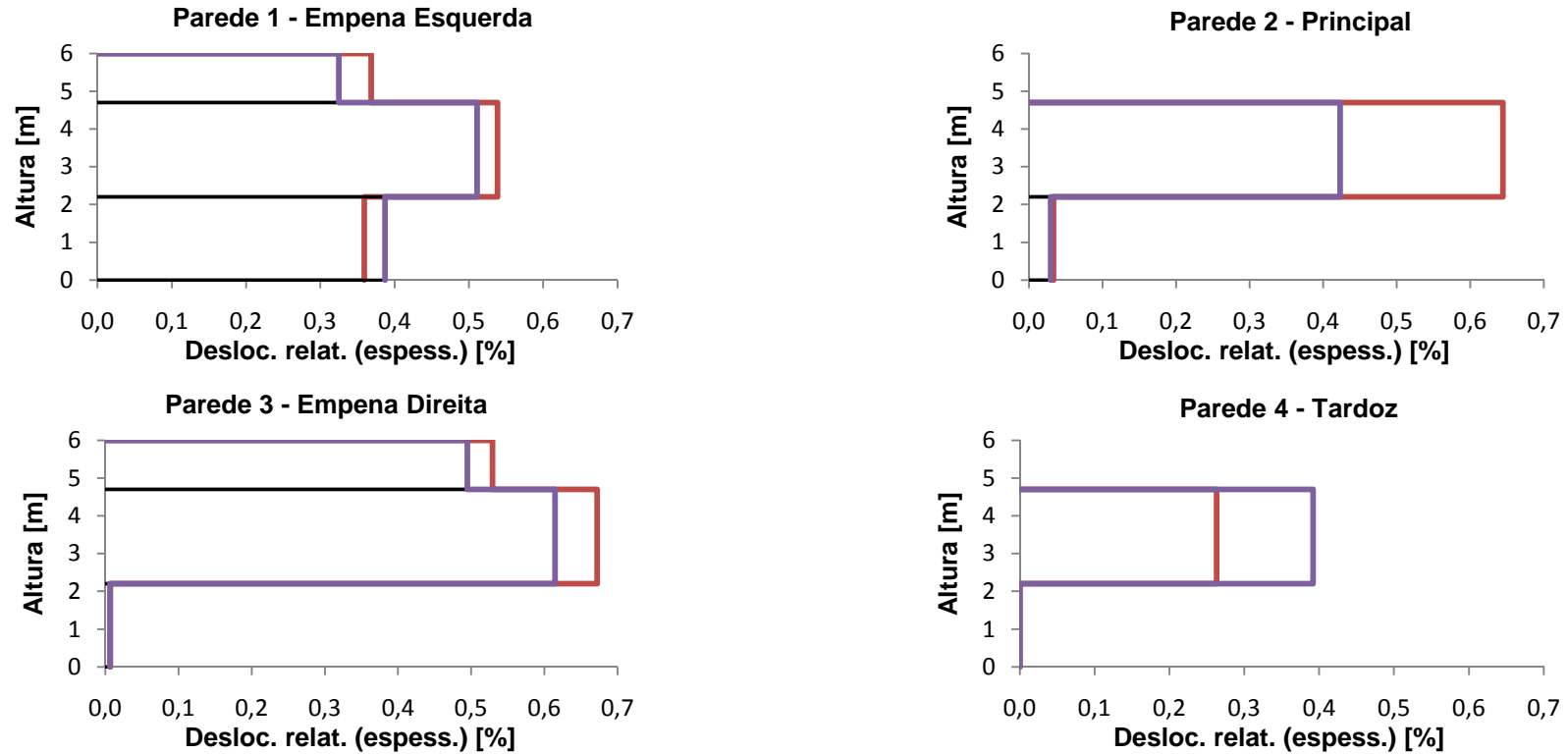


Figura 4.32 - Envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A2 e A3.

Verifica-se que este parâmetro é, como seria de esperar, claramente mais agravado para as paredes mais esbeltas. De realçar a melhoria na parede 2, reduzindo o deslocamento relativo em cerca de 0.25%.

Na Figura 4.33 e Figura 4.34, temos os deslocamentos ao longo do tempo para os pontos de máximo deslocamento em x e y, respectivamente.

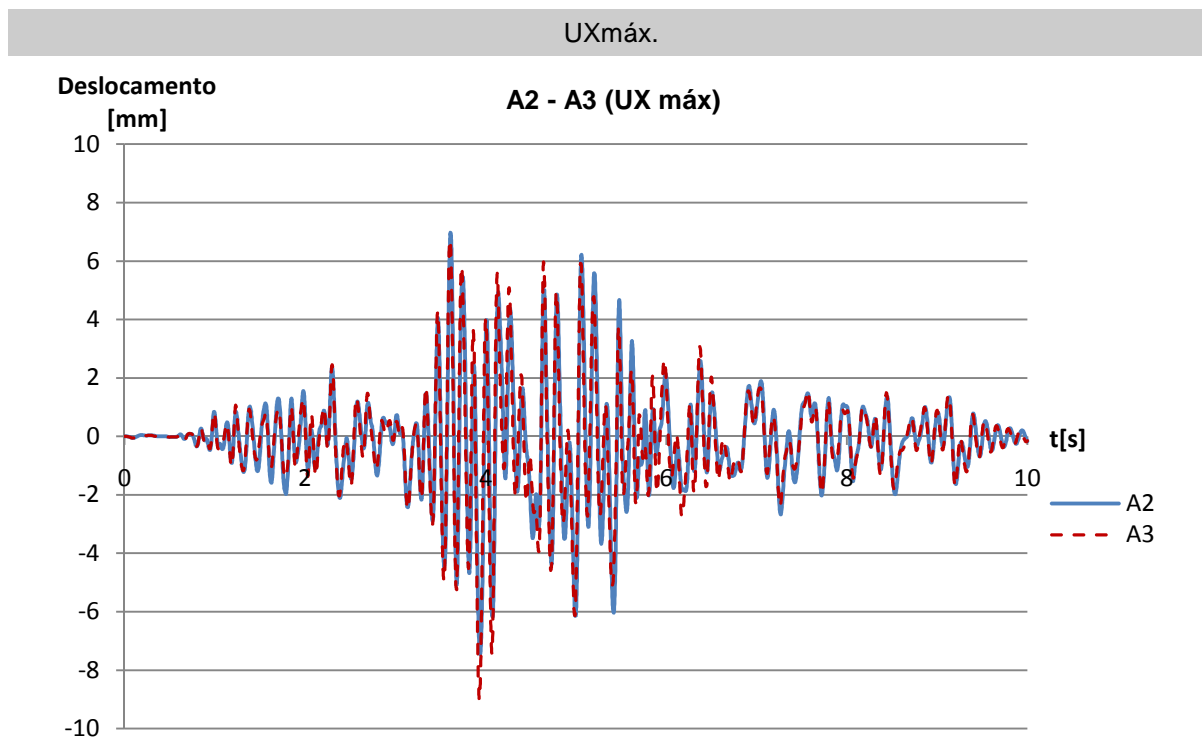


Figura 4.33 - Deslocamento ao longo do tempo para ponto de UX máximo - A2 e A3 [P.N. C1].

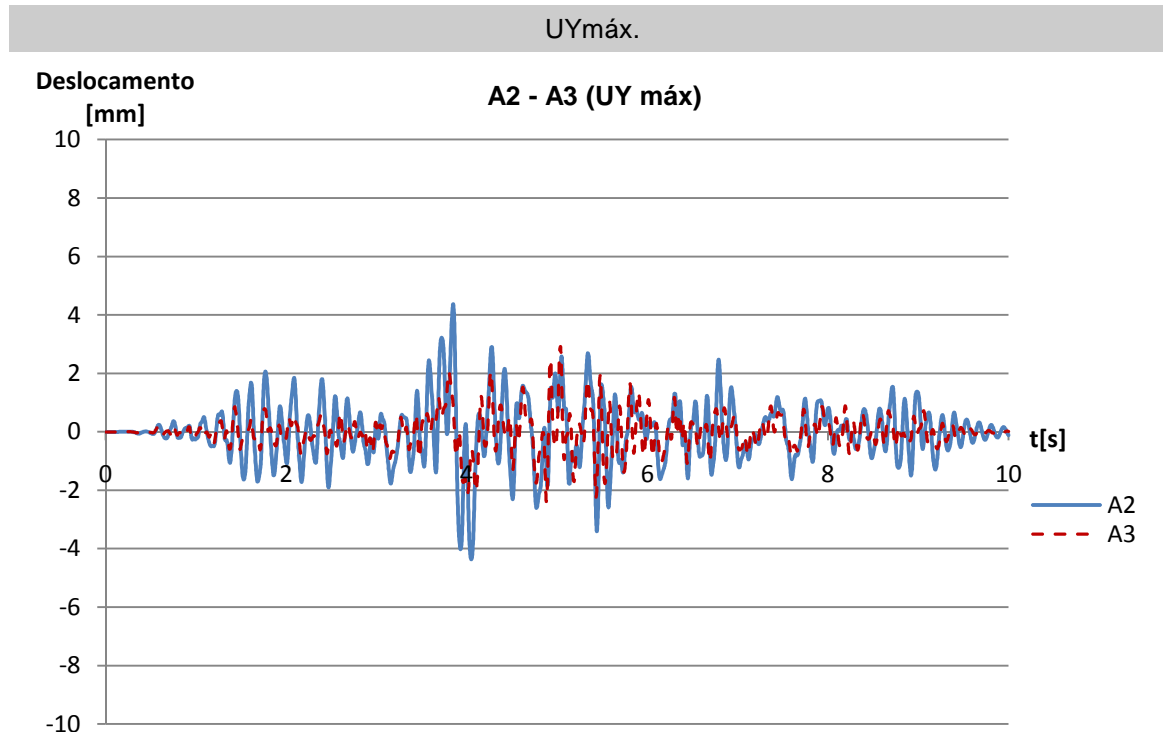


Figura 4.34 - Deslocamento ao longo do tempo para ponto de UY máximo - A2 e A3 [P.N. T2]

Verifica-se, mais uma vez, que em x não há praticamente influência da linha, o que já não é verdade para os deslocamentos em y, verificando-se uma considerável redução dos mesmos.

Verificando o mapa de deslocamentos destes pontos na Figura 4.24, podemos corroborar as considerações feitas.

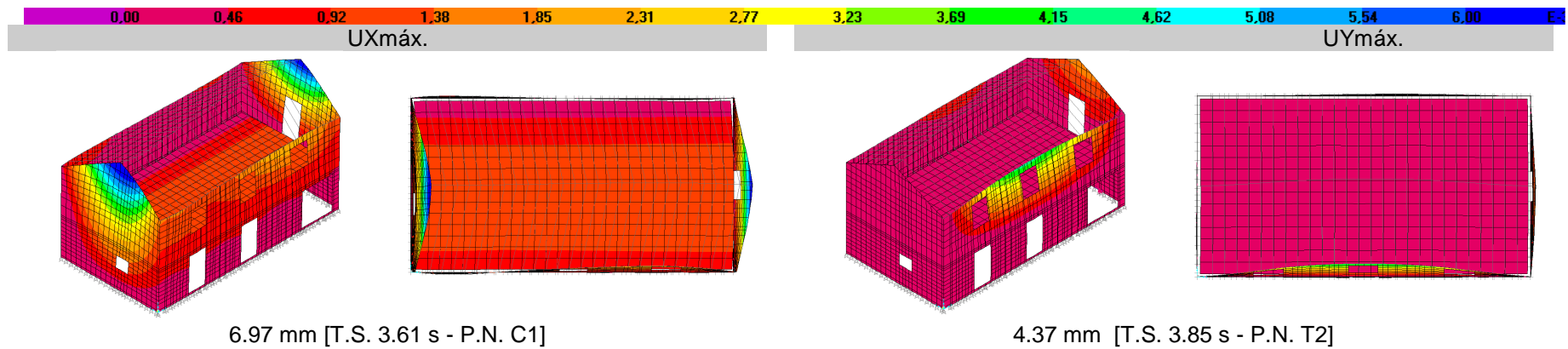


Figura 4.35 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A2.

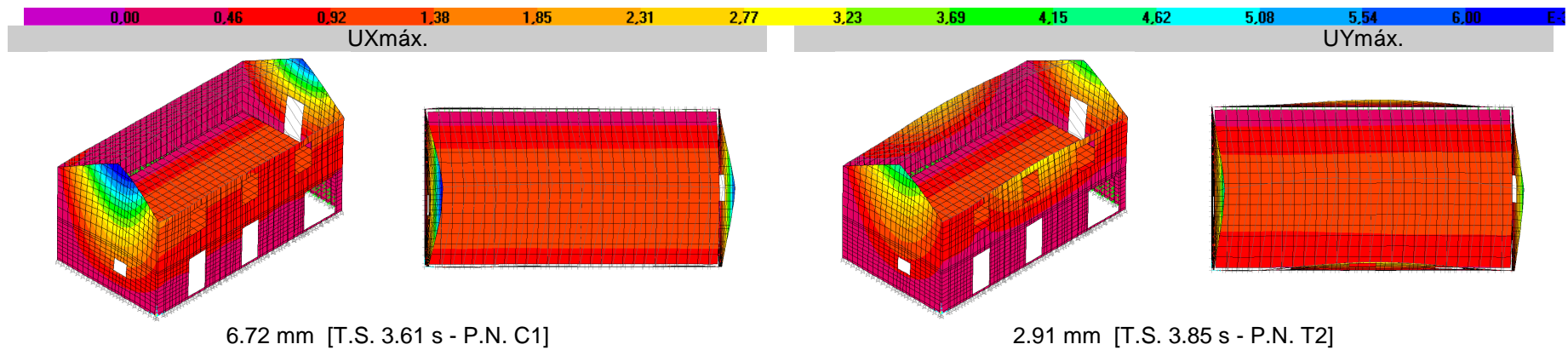


Figura 4.36 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A3.

O deslocamento em x pouco melhorou. Em y, é nítida a distribuição de esforços da parede 2 para as restantes, para que o deslocamento da 2 pudesse ser diminuído.

4.6.2.2. Tensões

Na Figura 4.37 e Figura 4.38 temos o mapa de tensões principais máximas de A2 e A3, respectivamente.

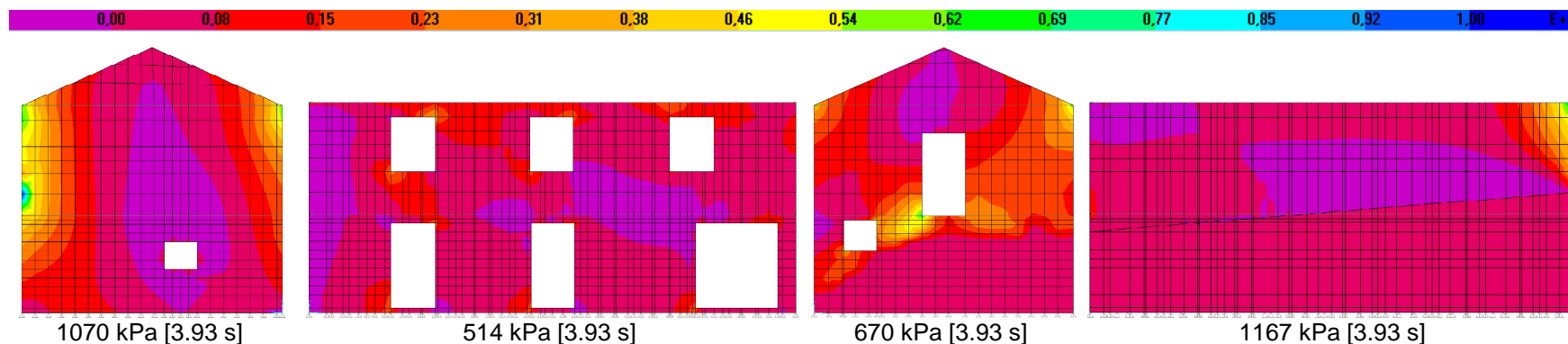


Figura 4.37 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A2.

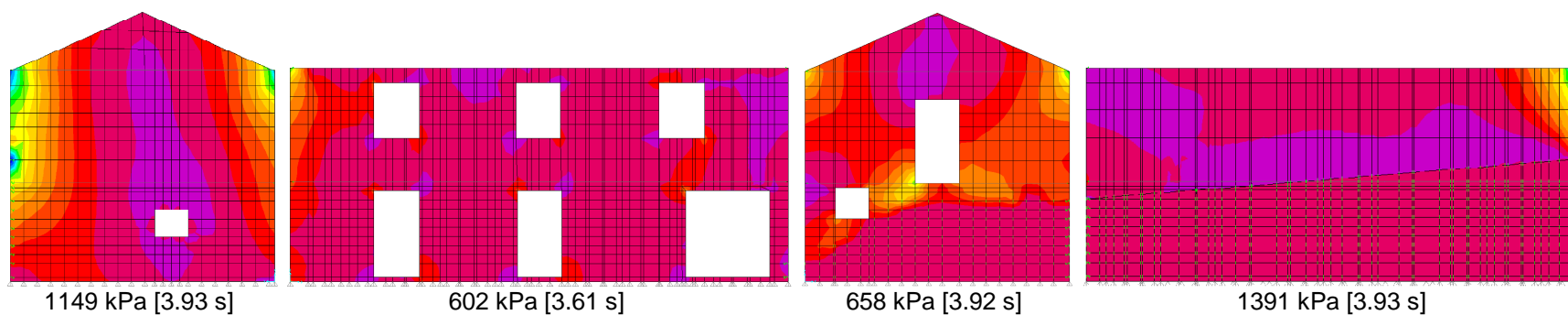


Figura 4.38 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A3.

Verifica-se que apenas na parede 3 se registou uma pequena diminuição da tensão de A2 para A3, tendo sido as tensões agravadas nas restantes paredes para que se uniformizassem os deslocamentos.

Na Figura 4.39 e Figura 4.40 temos o mapa de tensões principais máximas de compressão de A2 e A3, respectivamente.

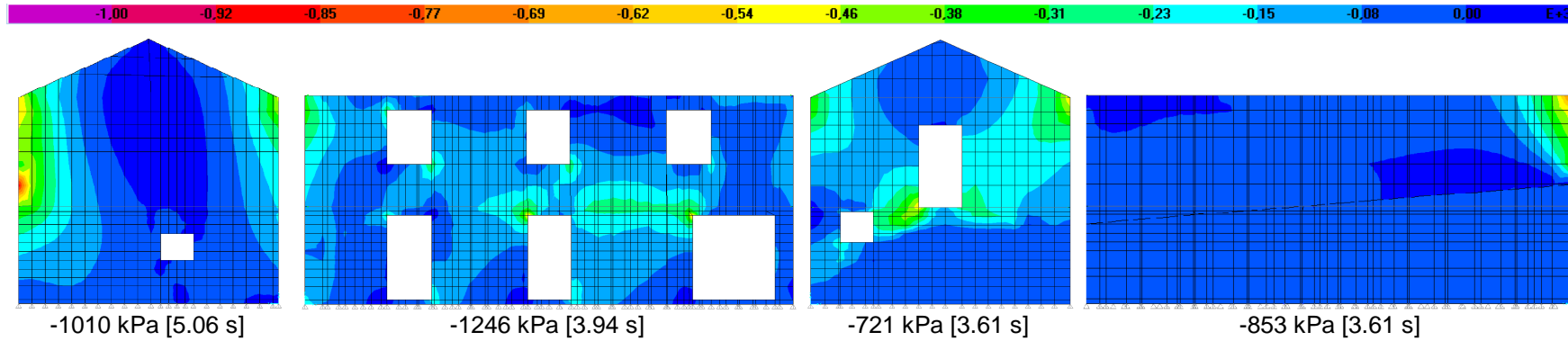


Figura 4.39 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A2.

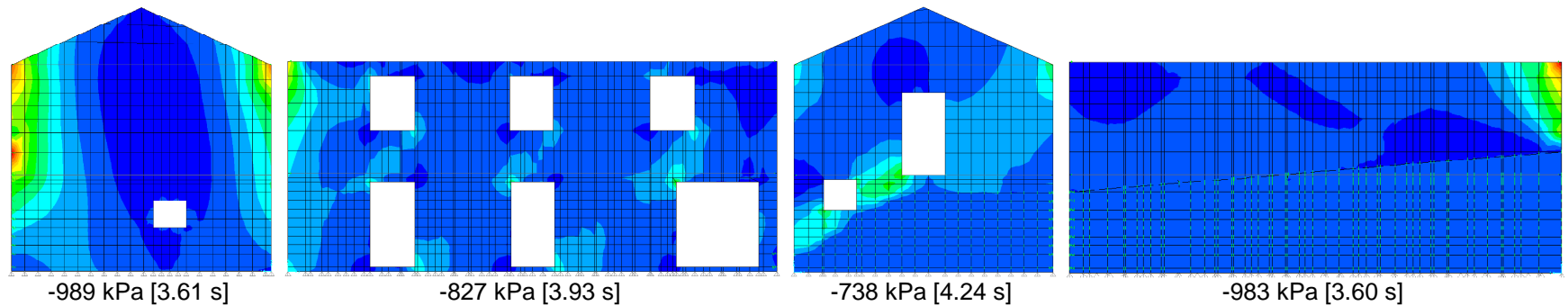


Figura 4.40 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A3.

Nestas tensões, já se registaram melhoramentos na parede 1 e 2, a 3 manteve-se praticamente igual e a 4 sofreu um pequeno agravamento, dado o apoio da parede da fachada nesta, conforme anteriormente referido.

4.7. A1 E A4 - INCLUSÃO DE REFORÇOS NA COBERTURA

Conforme foi descrito na secção 4.4, esta é a primeira análise de reforço, que passa por incorporar apenas a cobertura, com ligações eficientes - rígidas. Por tal motivo, compara-se nesta secção a análise base, cenário após o sismo - A1, com este primeiro cenário de reforço - A4. Apresentam-se os dados desta análise, comparativos com a análise 1 - A1 - para verificar os benefícios conseguidos com a incorporação apenas duma cobertura bem ligada. Na Figura 4.27 representa-se apenas o esquema da cobertura da análise 4, uma vez que esta análise não tem pavimento.

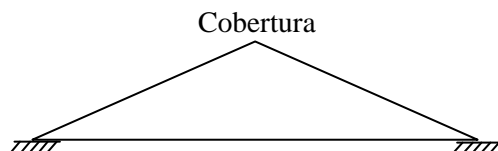


Figura 4.41 - Representação esquemática da cobertura - A4.

4.7.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

Na Figura 4.42 e Figura 4.43 apresentam-se os modos de vibração longitudinal e transversal das análises 1 e 4.

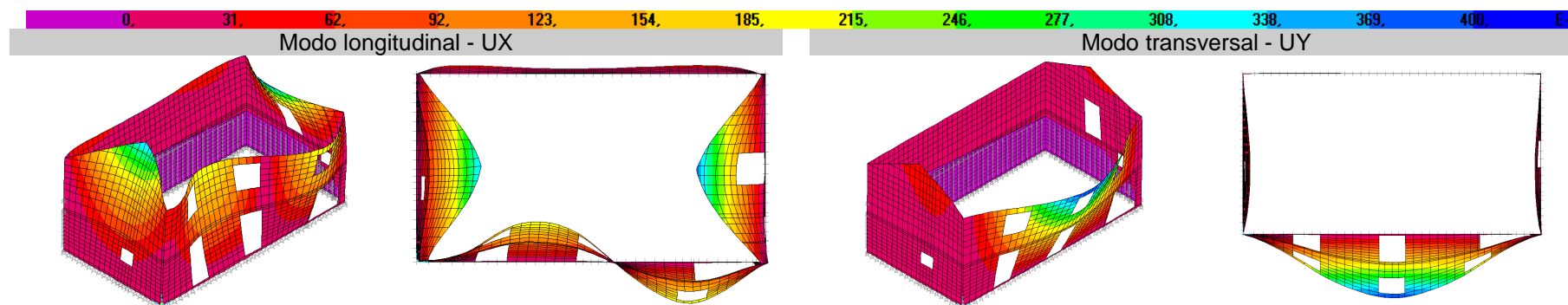


Figura 4.42 - Modo longitudinal UX (Modo 3 - $f_3=7.84$ Hz); Modo transversal UY (Modo 1 - $f_1=3.13$ Hz) - A1.

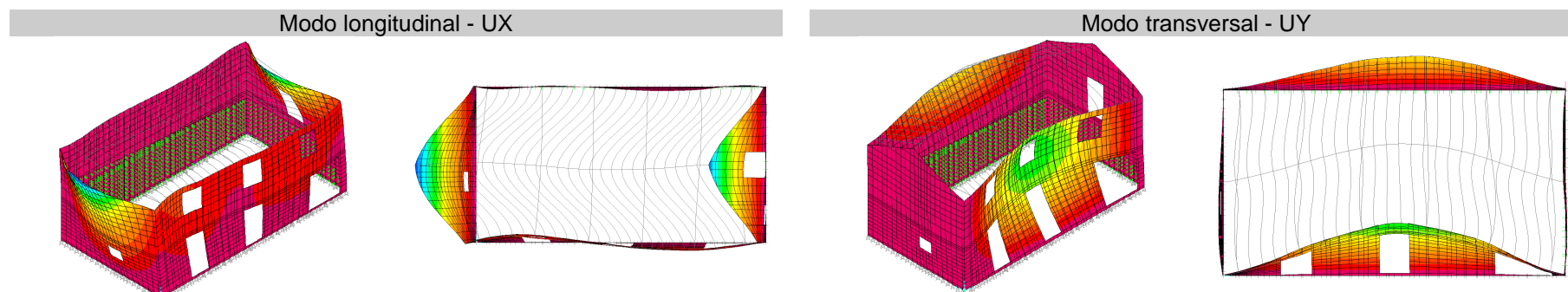


Figura 4.43 - Modo longitudinal UX (Modo 2 - $f_2=7.87$ Hz); Modo transversal UY (Modo 1 - $f_1=6.13$ Hz) - A4.

Repare-se no acréscimo da frequência de A1 para A4, pouco significativo longitudinalmente, mas bastante proeminente na direcção transversal.

4.7.2. RESPOSTA SÍSMICA

4.7.2.1. Deslocamentos

No Quadro 4.18 apresenta-se a comparação de deslocamentos máximos dos pontos notáveis entre A1 e A4.

Quadro 4.18 - Identificação dos deslocamentos máximos dos pontos notáveis para o perfil de deslocamento A4

PAR.	PT.	Z [m]	A1				A4			
			X		Y		X		Y	
			t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]	t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	8.45	5.02	0.41	3.61	5.95	3.82	0.02
	T1	4.7	5.22	6.22	5.02	0.35	3.60	4.39	3.82	0.07
	P1	2.2	5.23	2.87	5.02	0.17	3.60	1.99	3.82	0.10
2	T2	4.7	4.23	0.77	5.40	40.80	3.60	0.99	4.64	3.68
	P2	2.2	4.23	0.54	5.40	19.84	3.60	0.67	1.80	3.77
3	C3	6	5.06	5.43	5.38	0.72	3.60	5.76	4.66	0.11
	T3	4.7	5.06	3.38	5.38	0.65	3.60	3.49	4.66	0.16
	P3	2.2	5.06	0.05	5.38	0.02	3.60	0.04	4.66	0.01
4	T4	4.7	4.64	0.03	4.61	1.51	4.65	0.13	4.64	3.15
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
Máximo			3.61	8.45	5.40	40.80	3.61	5.95	1.80	3.77
Pontos			C1		T2		C1		P2	

No Figura 4.44 é possível observar os perfis de deslocamentos dos dois cenários A1 e A4.

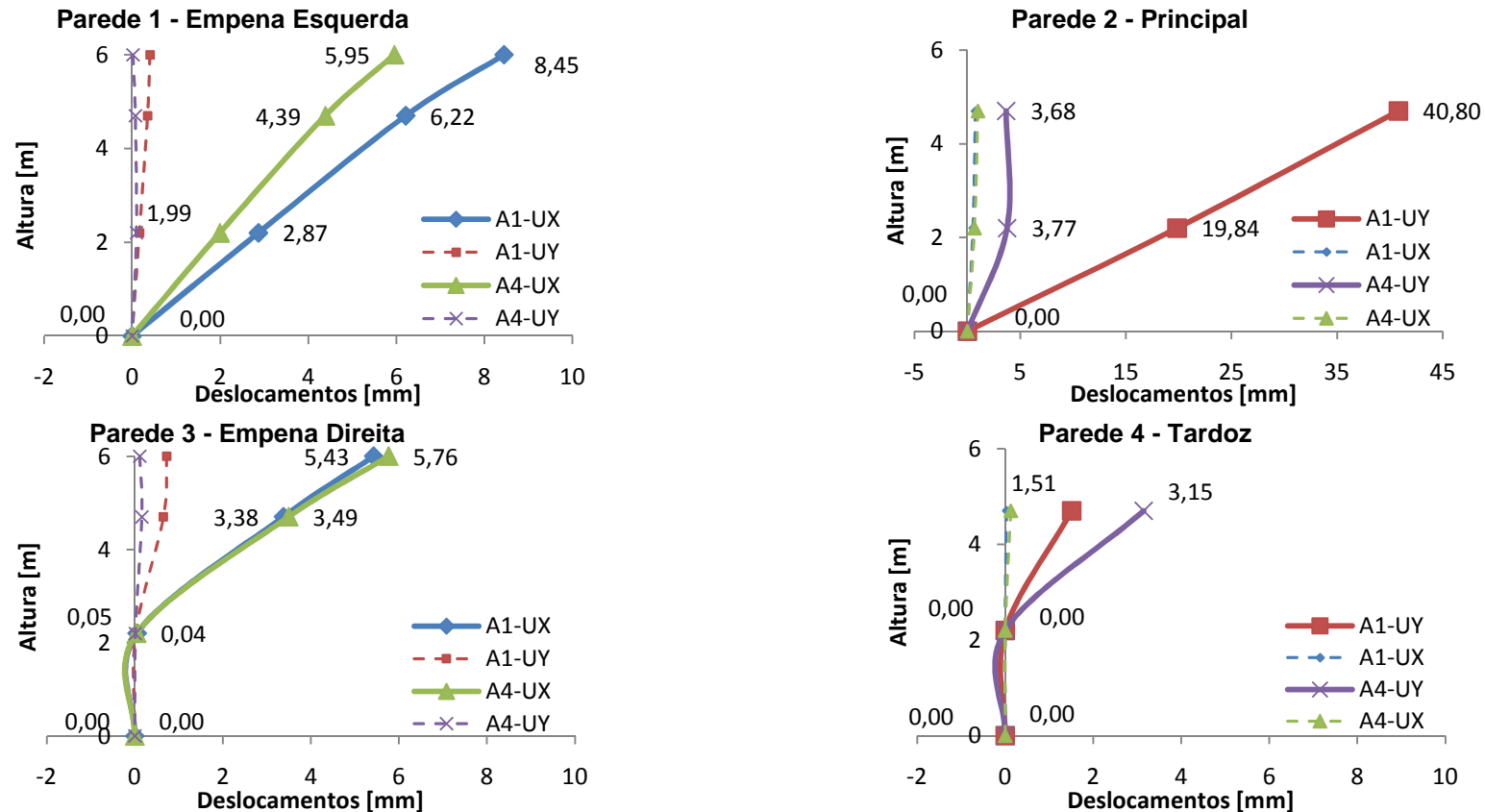


Figura 4.44 - Perfis de Deslocamentos para a A1 e A4.

Note-se a drástica diminuição de deslocamento máximo fora do plano no topo da parede 2, sendo que na A4 verifica-se que o deslocamento fora do plano ao nível do piso foi superior ao verificado no topo da parede, tal situação deve-se ao “efeito de pipa”, dada a inexistência de qualquer elemento de travamento entre as paredes de fachada e tardoz a meia altura. Nas paredes 1 e 3 é possível verificar uma melhoria do comportamento no plano, sendo que fora do plano a 1 melhorou consideravelmente, já a 3 registou deslocamentos ligeiramente maiores. Na parede 4 o deslocamento máximo aumenta consideravelmente, pelos mesmos motivos atrás mencionados.

No que respeita às deformações relativas máximas (drifts), são apresentados os dados no Figura 4.45.

Quadro 4.19 e a respectiva representação gráfica na Figura 4.45.

Quadro 4.19 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A1 e A4.

PAR.	PT.	Z [m]	A1		A4	
			"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ / Altura [%]	"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ / Altura [%]
1	C1	6	2.23	0.172	1.57	0.120
	T1	4.7	3.35	0.134	2.39	0.096
	P1	2.2	2.87	0.130	1.99	0.091
2	T2	4.7	20.96	0.838	-0.09	-0.003
	P2	2.2	19.84	0.902	3.77	0.171
3	C3	6	2.05	0.158	2.27	0.175
	T3	4.7	3.33	0.133	3.45	0.138
	P3	2.2	0.05	0.002	0.04	0.002
4	T4	4.7	1.51	0.060	3.15	0.126
	P4	2.2	0.00	0.000	0.00	0.000

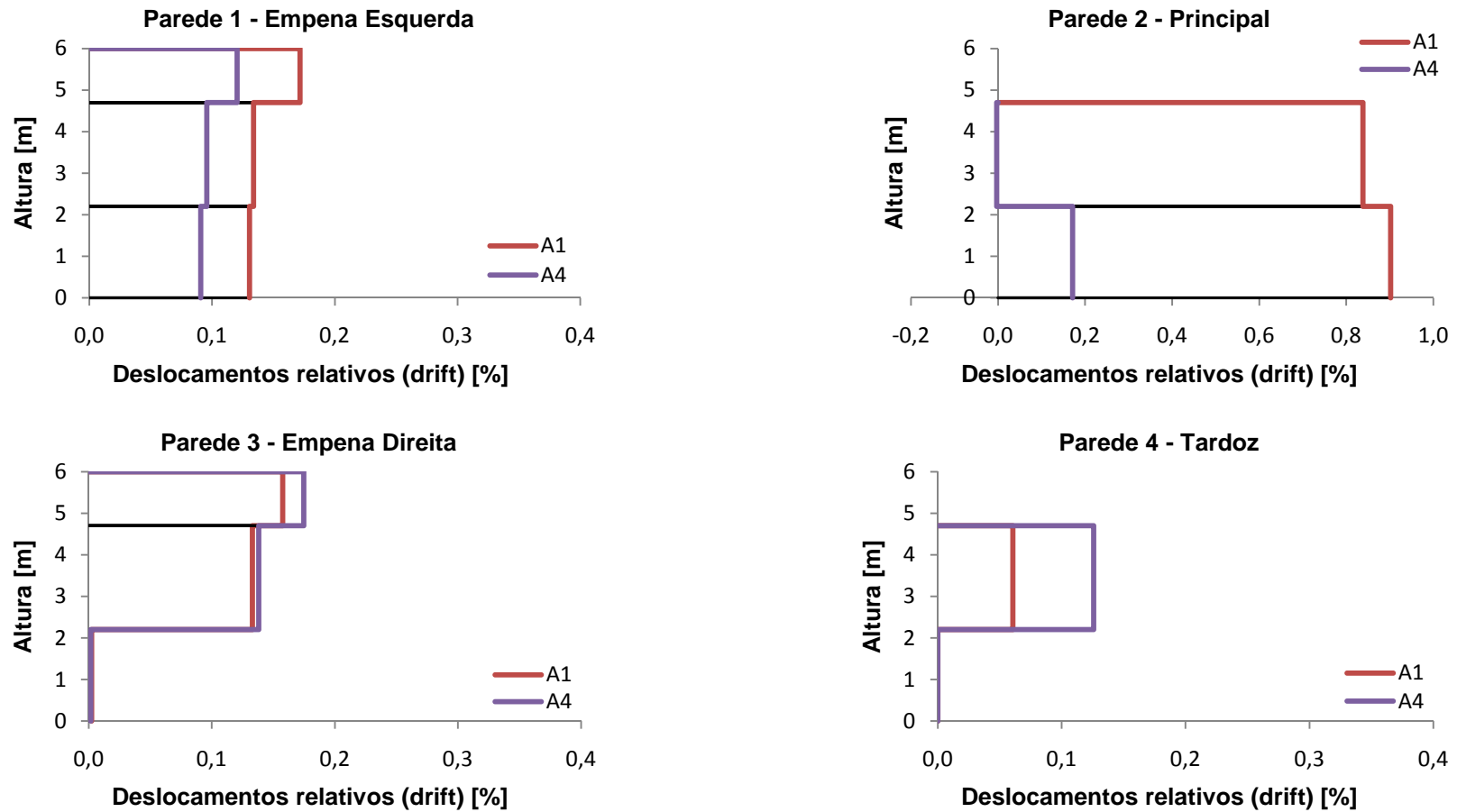


Figura 4.45 - Envelope de deformações relativas máximas (drifts) - A1 e A4.

O “efeito de pipa” é novamente visível na parede 2, apresentado um drift negativo, como seria de esperar, sendo as reduções de drift bastante significativas. Na parede 1 há um melhoramento razoável, por seu turno nas paredes 3 e 4 verifica-se um agravamento do drift, especialmente na 4, pelos motivos atrás referidos.

No que diz respeito às deformações relativamente à espessura, no Quadro 4.20 apresentam-se os dados e na Figura 4.46, esquematizam-se as envolventes.

Quadro 4.20 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A1 e A4.

PAR.	PT.	Z [m]	A1		A4	
			"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ / Espess. [%]	"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ / Espess. [%]
1	C1	6	2.23	0.406	1.57	0.285
	T1	4.7	3.35	0.608	2.39	0.435
	P1	2.2	2.87	0.522	1.99	0.363
2	T2	4.7	20.96	3.225	-0.09	-0.013
	P2	2.2	19.84	3.608	3.77	0.685
3	C3	6	2.05	0.373	2.27	0.413
	T3	4.7	3.33	0.605	3.45	0.628
	P3	2.2	0.05	0.009	0.04	0.007
4	T4	4.7	1.51	0.233	3.15	0.484
	P4	2.2	0.00	0.000	0.00	0.000

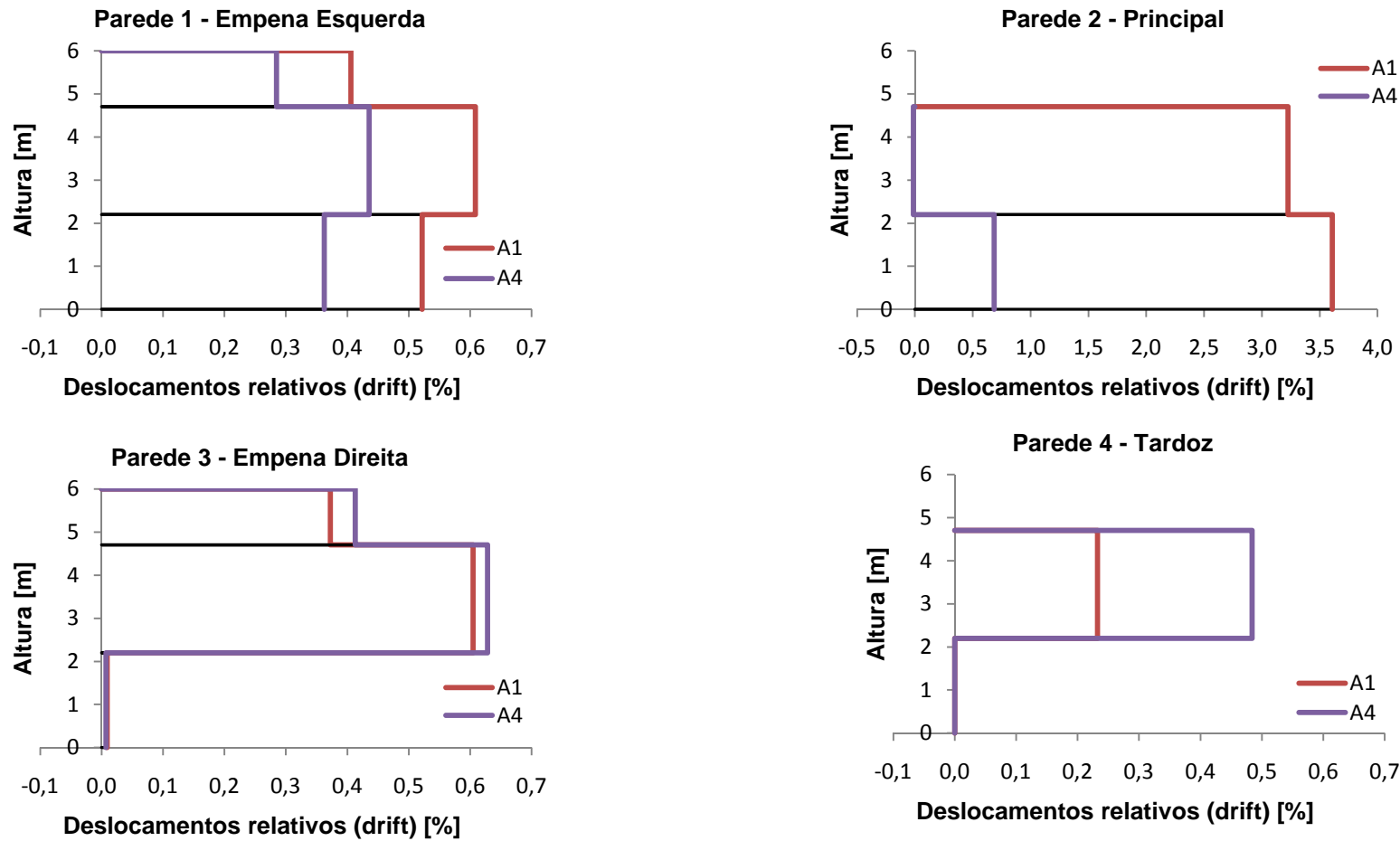


Figura 4.46 - Envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A1 e A4.

Na parede 2, mais uma vez se evidencia o “efeito de pipa” com o drift negativo. Na parede 1 verifica-se um melhoramento considerável, com a incorporação da cobertura. Nas paredes 3 e 4 o drift aumentou, principalmente nesta última.

Na Figura 4.47 e Figura 4.48 é possível verificar os deslocamentos ao longo do tempo dos pontos notáveis onde este é máximo nas direcções x e y.

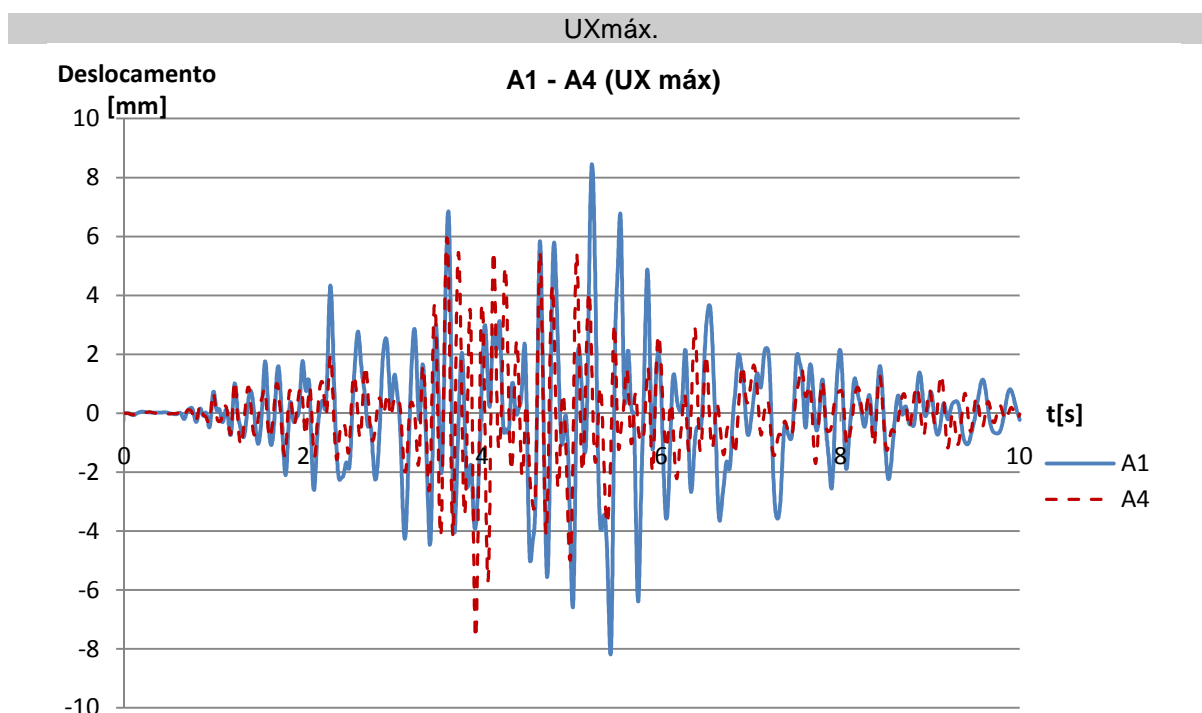


Figura 4.47 - Mapa de deslocamentos máximos em UX - A1 e A4 [P.N. C1].

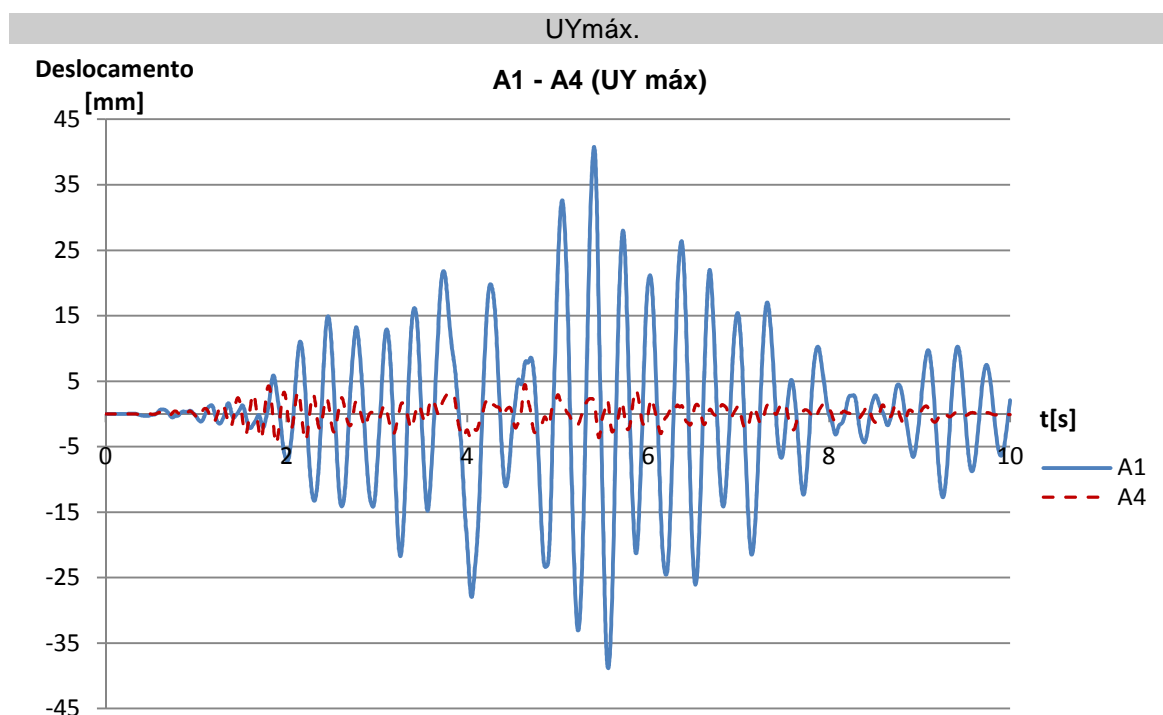


Figura 4.48 - Mapa de deslocamentos máximos em UY - A1 e A4 [P.N. T2]

Na direcção x verifica-se, ao longo do tempo, uma diminuição dos deslocamentos.

Porém, a diminuição drástica de deslocamentos ocorre na direcção y, apenas com a incorporação da cobertura.

Os mapas de deslocamentos para estes pontos notáveis que apresentam deslocamento máximo nas direcções x e y são apresentados na Figura 4.24.

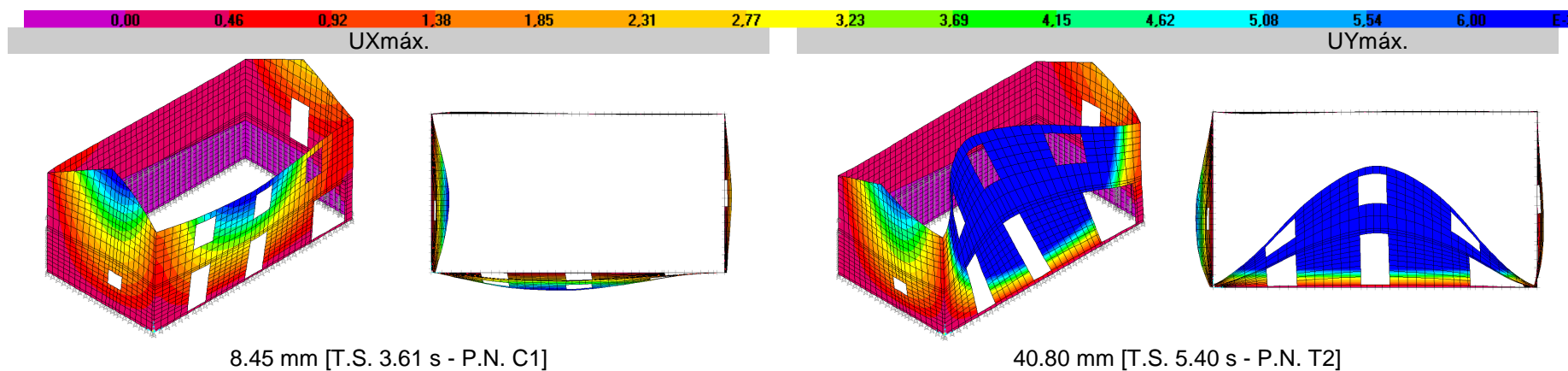


Figura 4.49 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1.

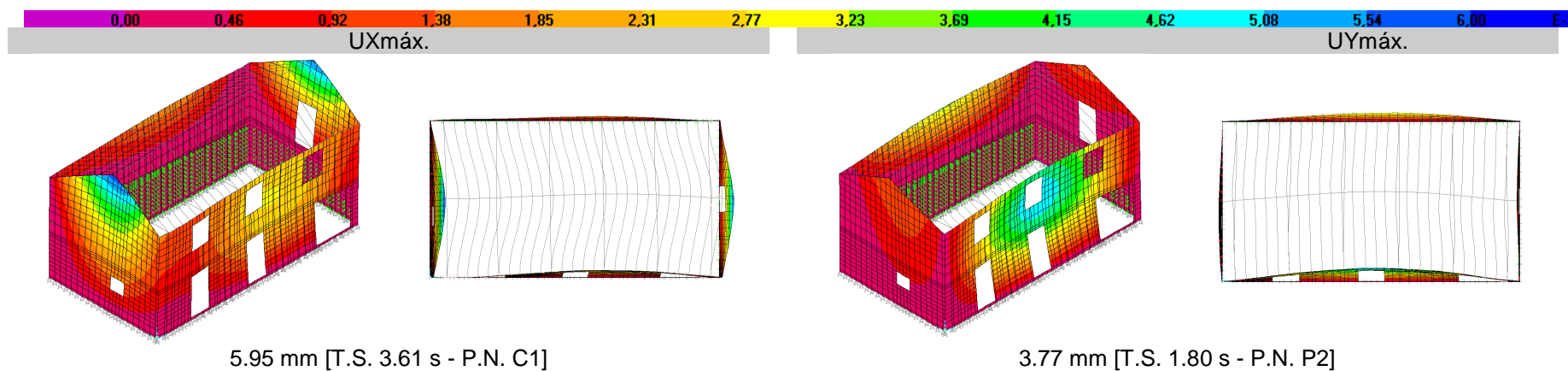


Figura 4.50 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A4.

Torna-se ainda mais nítido o explicitado anteriormente, verificando os mapas de deslocamentos.

4.7.2.2. Tensões

Na Figura 4.51 e Figura 4.55 apresenta-se o mapa de tensões principais máximas de tracção de A1 e A4, respectivamente.

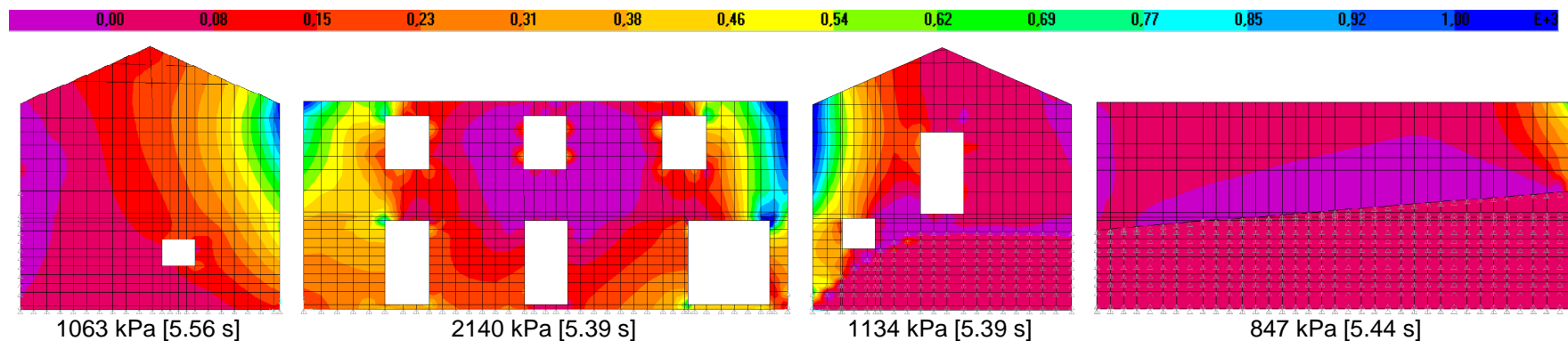


Figura 4.51 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1.

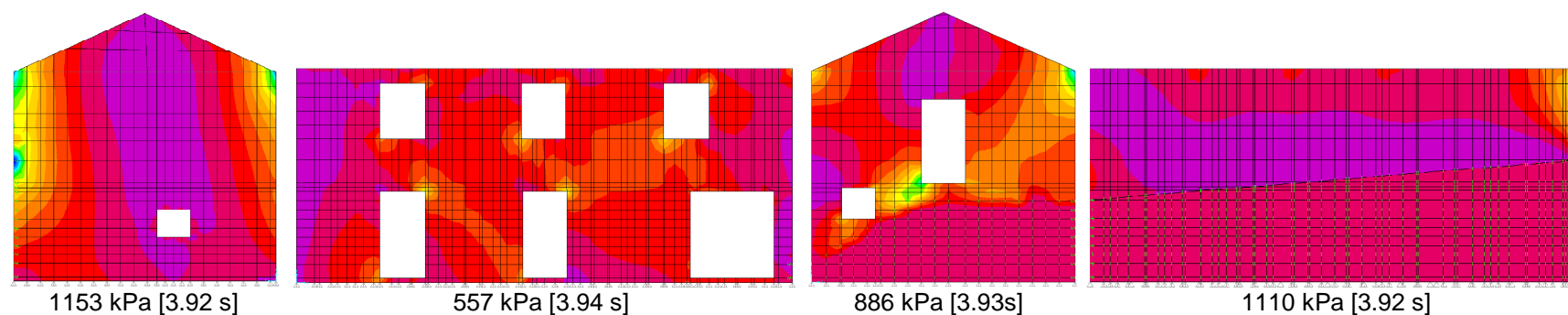


Figura 4.52 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A4.

Verifica-se um melhoramento generalizado das tensões nas quatro paredes, em termos de pintura das tensões. Quantitativamente as paredes 2 e 3 apresentam valores mais reduzidos, principalmente a parede 2, enquanto as paredes 1 e 4 registaram um ligeiro agravamento dos máximos, para que as restantes possam diminuir os seus esforços e deslocamentos, servindo, portanto, de apoio à parede 2 e 3.

Na Figura 4.52 e Figura 4.55 apresenta-se o mapa de tensões principais máximas de compressão de A1 e A4, respectivamente.

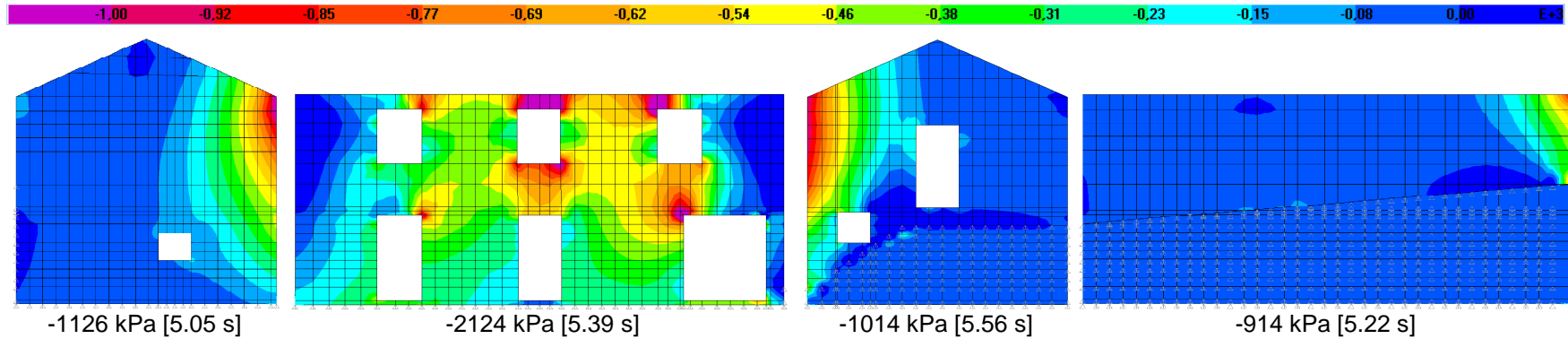


Figura 4.53 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1.

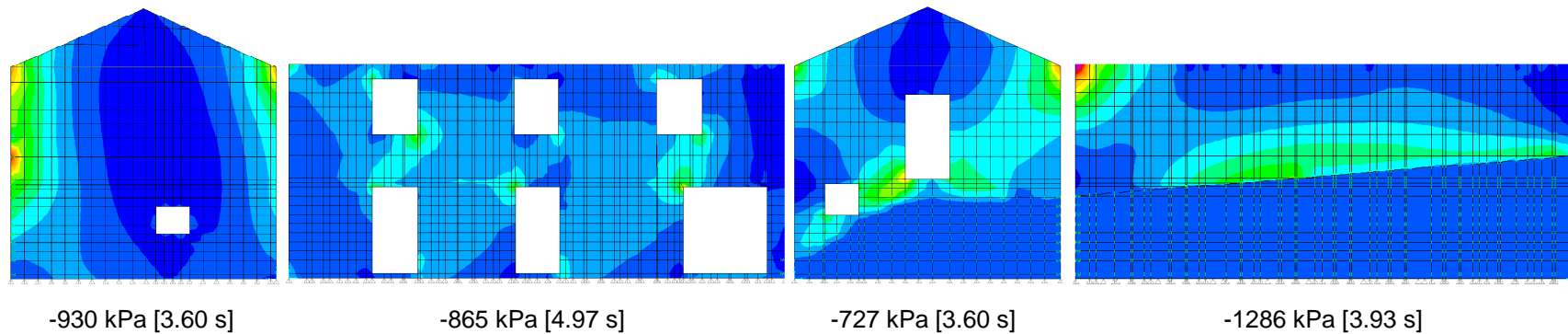


Figura 4.54 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A4.

Também para as tensões de compressão se verificam reduções consideráveis. Apenas a parede 4 regista um aumento, pois sendo a parede mais rígida, face ao comprimento, impedimentos do terreno e inexistência de aberturas, propicia a transferência de esforços para ela mesma, uma vez que a cobertura permite essa interacção, através da linha.

4.8. A5 E A6 - INCLUSÃO DE REFORÇOS NA COBERTURA E PISO - PAVIMENTO COM LIGAÇÕES UNILATERAIS VS. RÍGIDAS

No já explicitado nas análises 5 e 6 pretende-se verificar a contribuição de ligações rígidas no pavimento, face a ligações unilaterais.

Na Figura 4.55 representa-se os esquemas representativos destas análises no que diz respeito aos elementos de viga.

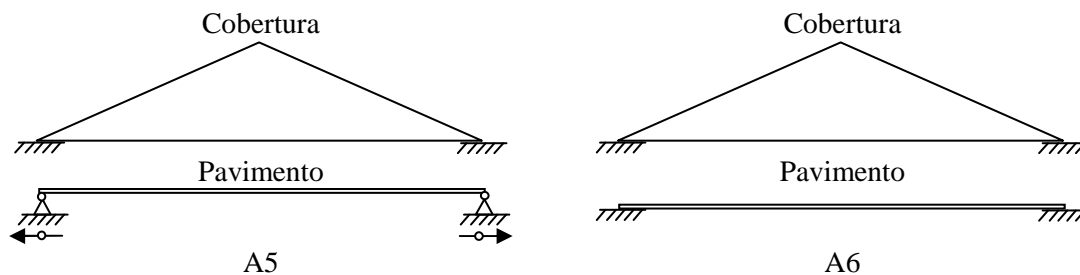


Figura 4.55 - Representação esquemática da cobertura e pavimento - A5 e A6.

4.8.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

Na Figura 4.56 e Figura 4.57 apresentam-se os modos de vibração longitudinal e transversal das análises 5 e 6.

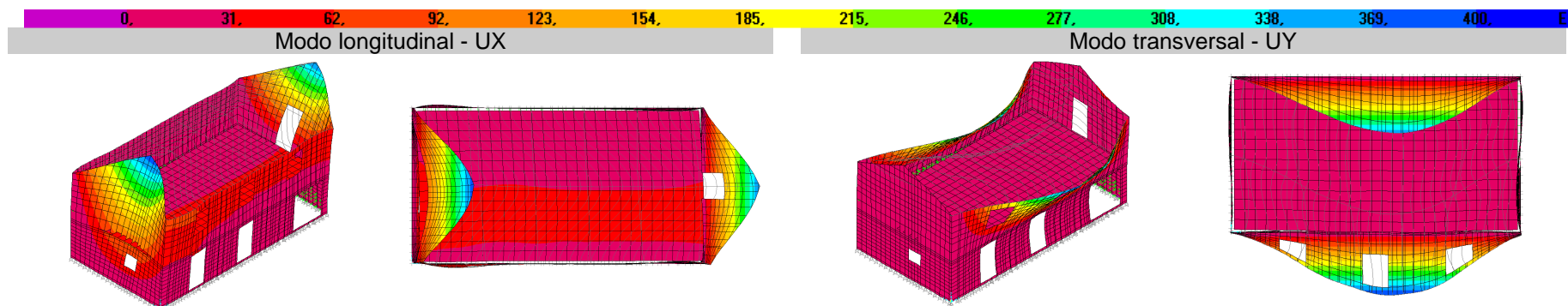


Figura 4.56 - Modo longitudinal UX (Modo 3 - $f_3=7.95$ Hz); Modo transversal UY (Modo 7 - $f_7=10.04$ Hz) - A5.

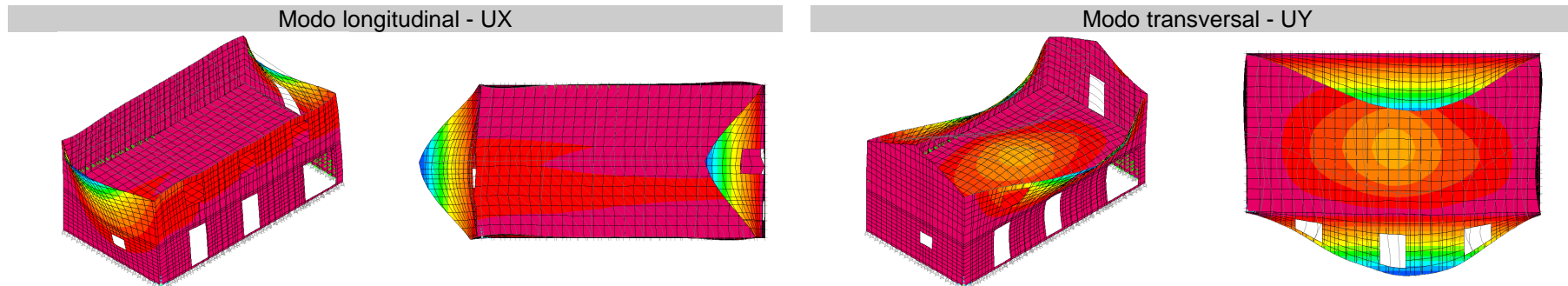


Figura 4.57 - Modo longitudinal UX (Modo 1 - $f_1=8.07$ Hz); Modo transversal UY (Modo 2 - $f_2=10.06$ Hz) - A6.

Verifica-se que o modo longitudinal aumentou a frequência, com a incorporação de ligações rígidas no pavimento, tendo o transversal mantido um valor próximo.

4.8.2. RESPOSTA SÍSMICA

4.8.2.1. Deslocamentos

Quanto aos perfis de deslocamentos destes cenários, no Quadro 4.20 apresentam-se os dados e na Figura 4.61 os referidos perfis.

Quadro 4.21 - Dados para o perfil de deslocamento A5 e A6.

PAR.	PT.	Z [m]	A5				A6			
			X		Y		X		Y	
			t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]	t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	6.07	5.01	0.45	3.61	5.81	5.02	0.52
	T1	4.7	3.60	4.44	5.01	0.39	3.60	4.12	5.02	0.43
	P1	2.2	3.60	1.92	5.01	0.19	3.60	1.58	5.01	0.18
	0	0	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
2	T2	4.7	4.23	1.11	5.03	2.67	4.24	1.10	4.93	2.66
	P2	2.2	4.23	0.73	5.05	0.16	4.24	0.72	5.05	0.16
	0	0	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
3	C3	6	3.60	5.79	5.02	0.72	3.60	5.70	5.02	0.79
	T3	4.7	3.60	3.41	5.02	0.66	3.60	3.44	5.02	0.72
	P3	2.2	3.60	0.04	5.02	0.03	3.60	0.05	5.02	0.05
	0	0	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
4	T4	4.7	3.59	0.09	5.03	2.40	4.65	0.10	5.04	2.30
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
	0	0	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
Máximo			3.61	6.07	5.03	2.67	3.61	5.81	4.93	2.66
Pontos			C1		T2		C1		T2	

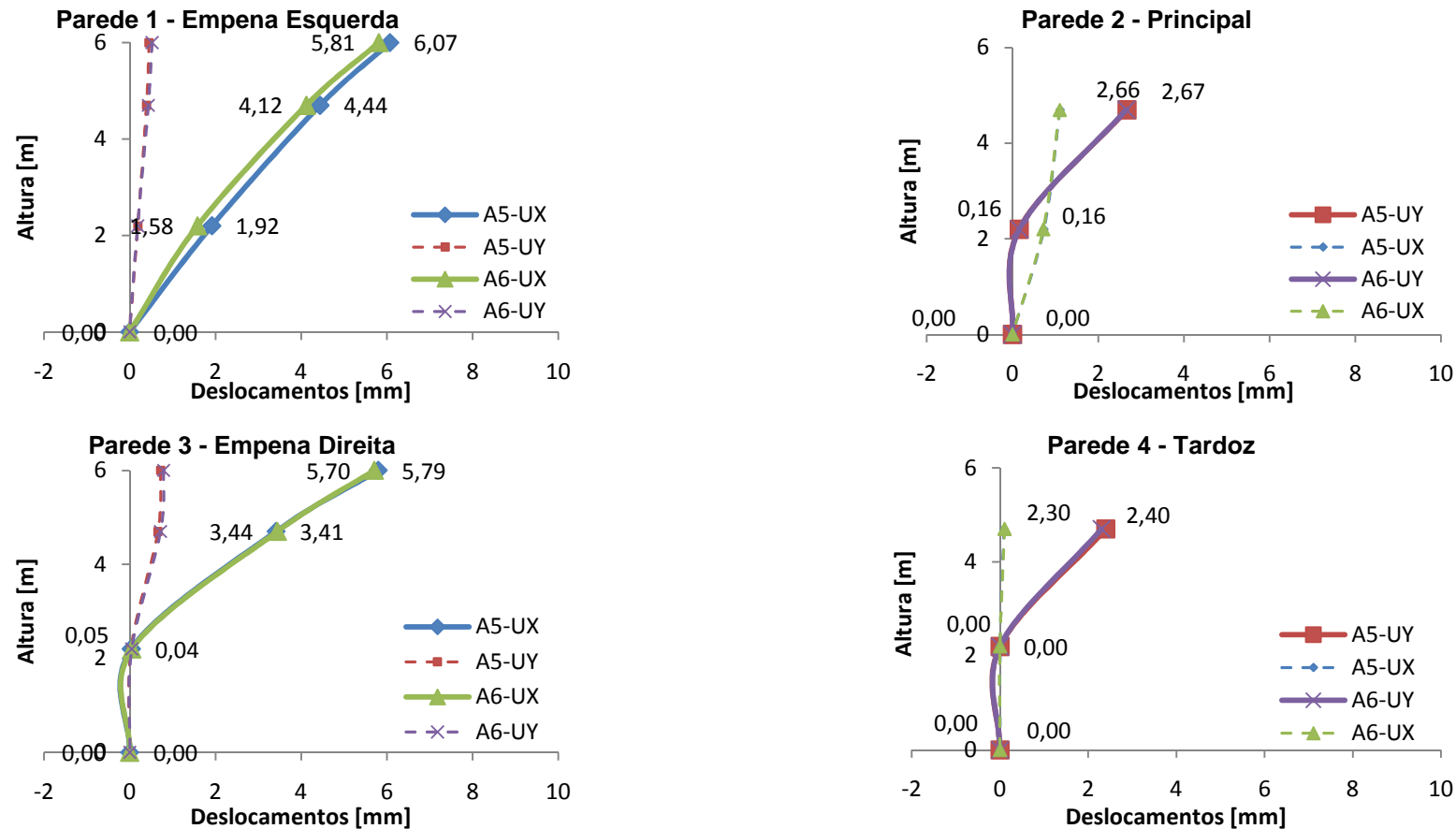


Figura 4.58 - Perfis de Deslocamentos para a A5 e A6.

Verifica-se que a incorporação de ligações rígidas ao nível do pavimento em vez de unilaterais beneficiou com maior significância a parede 1 em relação às outras, porém ainda assim em valores desprezáveis. Dado que na parede 4, ao nível do pavimento, o terreno restringe os deslocamentos, ter ligações rígidas ou unilaterais a esta cota dá resultados aproximadamente iguais.

Quanto às deformações relativas máximas (drifts) no Quadro 4.22 apresentam-se os dados e na Figura 4.62 as envolventes.

Quadro 4.22 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A5 e A6.

PR.	PT.	Z [m]	A5		A6	
			"Drift Absoluto"- Δ [m]	Δ /Altura [%]	"Drift Absoluto"- Δ [m]	Δ /Altura [%]
1	C1	6	1.63	0.125	1.69	0.130
	T1	4.7	2.52	0.101	2.54	0.102
	P1	2.2	1.92	0.087	1.58	0.072
2	T2	4.7	2.52	0.101	2.50	0.100
	P2	2.2	0.16	0.007	0.16	0.007
3	C3	6	2.38	0.183	2.26	0.174
	T3	4.7	3.38	0.135	3.39	0.136
	P3	2.2	0.04	0.002	0.05	0.002
4	T4	4.7	2.40	0.096	2.30	0.092
	P4	2.2	0.00	0.000	0.00	0.000

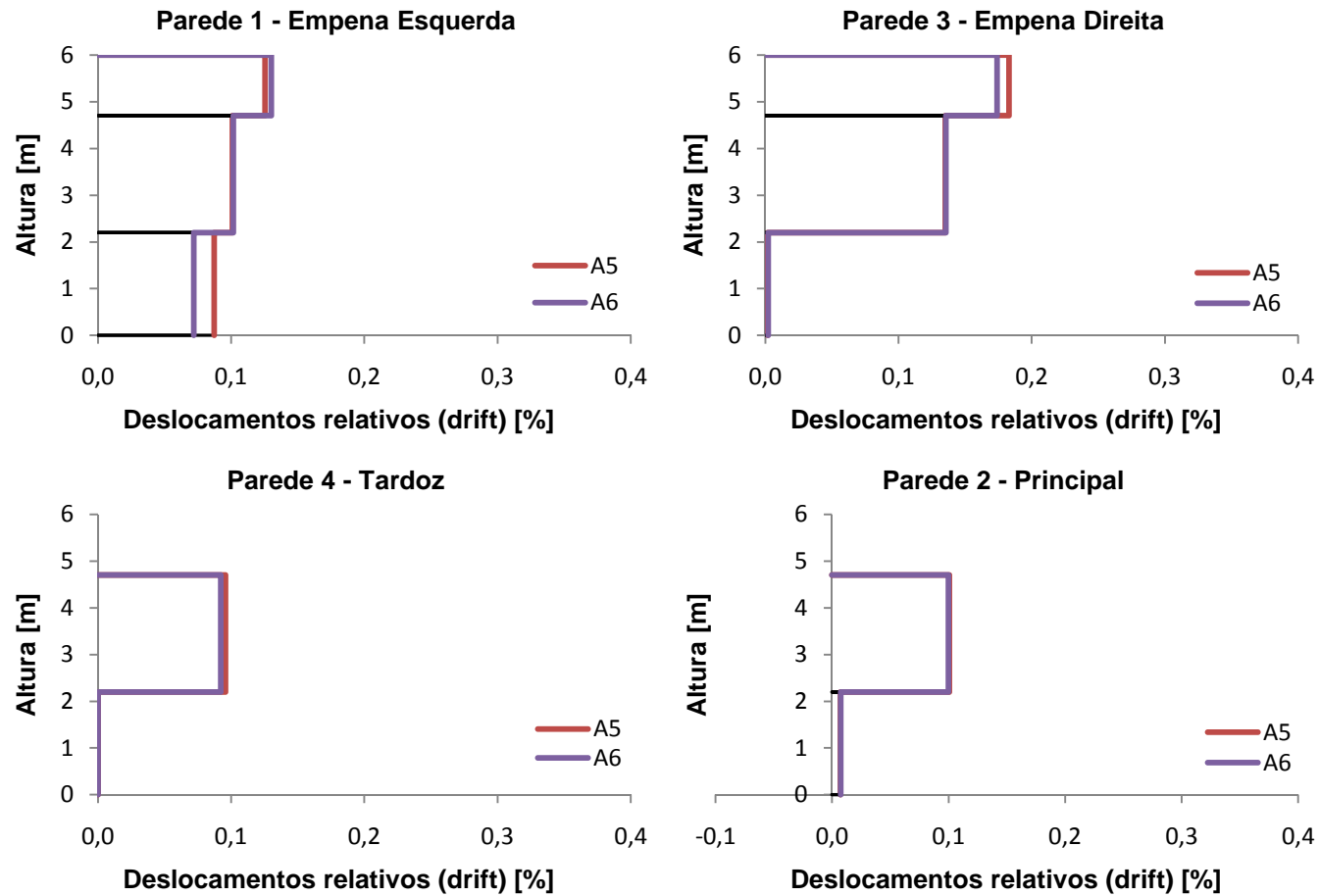


Figura 4.59 - Envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A5 e A6.

Novamente se comprova a pouca influência das ligações rígidas face às unilaterais nos deslocamentos das paredes.

Relacionando agora o drift com a espessura da parede apresentam-se os dados no Quadro 4.23 e as envolventes na Figura 4.60.

Quadro 4.23 - Dados para os deslocamentos relativos (drifts-espessura) A5

PAR.	PT.	Z [m]	A5		A6	
			"Drift Absoluto"- Δ [m]	Δ /Espess. [%]	"Drift Absoluto"- Δ [m]	Δ /Espess. [%]
1	C1	6	1.63	0.297	1.69	0.307
	T1	4.7	2.52	0.459	2.54	0.462
	P1	2.2	1.92	0.349	1.58	0.288
2	T2	4.7	2.52	0.387	2.50	0.384
	P2	2.2	0.16	0.028	0.16	0.029
3	C3	6	2.38	0.433	2.26	0.411
	T3	4.7	3.38	0.614	3.39	0.616
	P3	2.2	0.04	0.007	0.05	0.009
4	T4	4.7	2.40	0.369	2.30	0.354
	P4	2.2	0.00	0.000	0.00	0.000

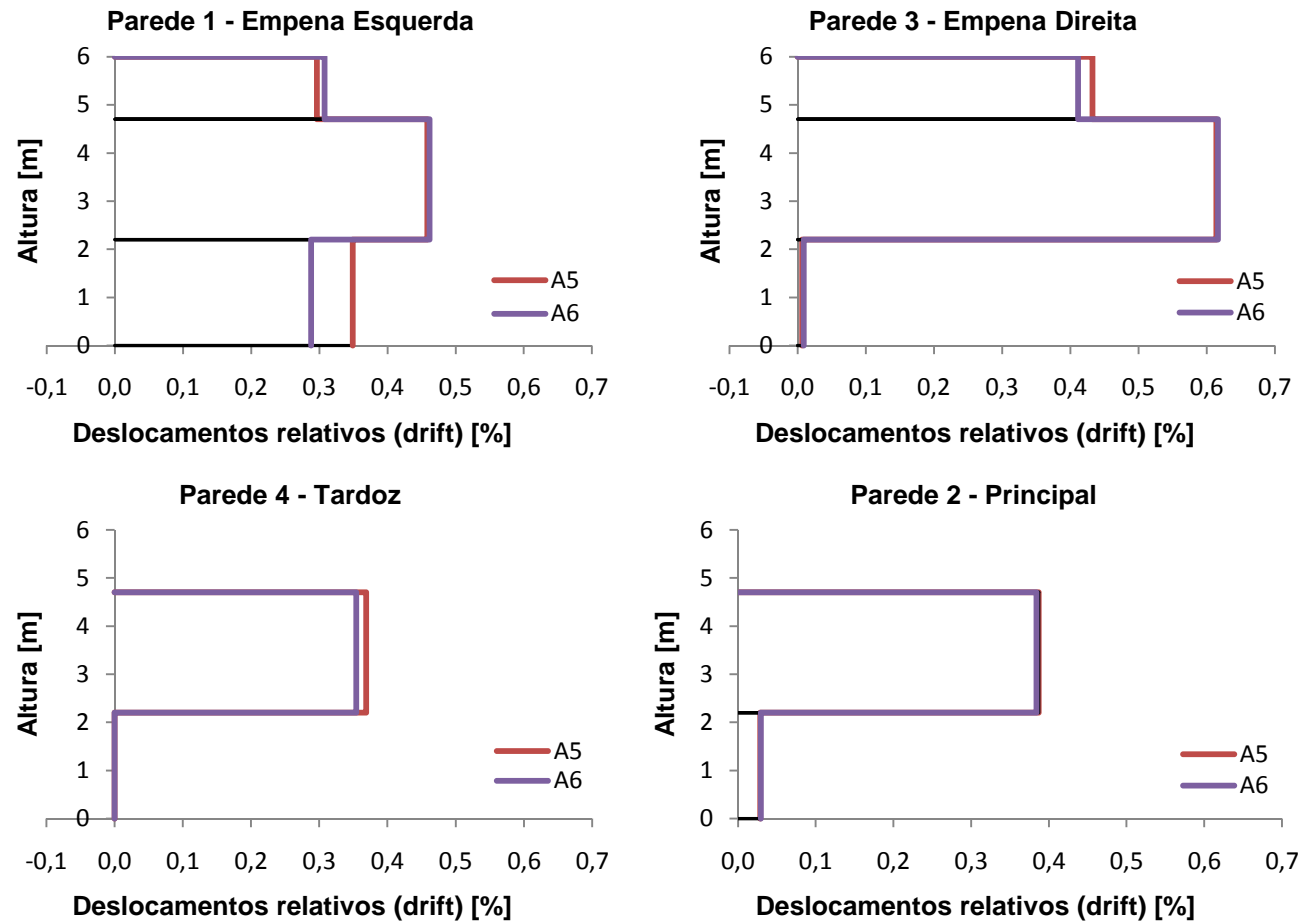


Figura 4.60 - Deslocamentos relativos (drifts-espessura) para a A5

Mais uma vez se constata o referido anteriormente.

Verifica-se o comportamento dos deslocamentos ao longo do tempo, nas direcções x e y para os pontos notáveis onde estes são máximos, Figura 4.61 e Figura 4.62.

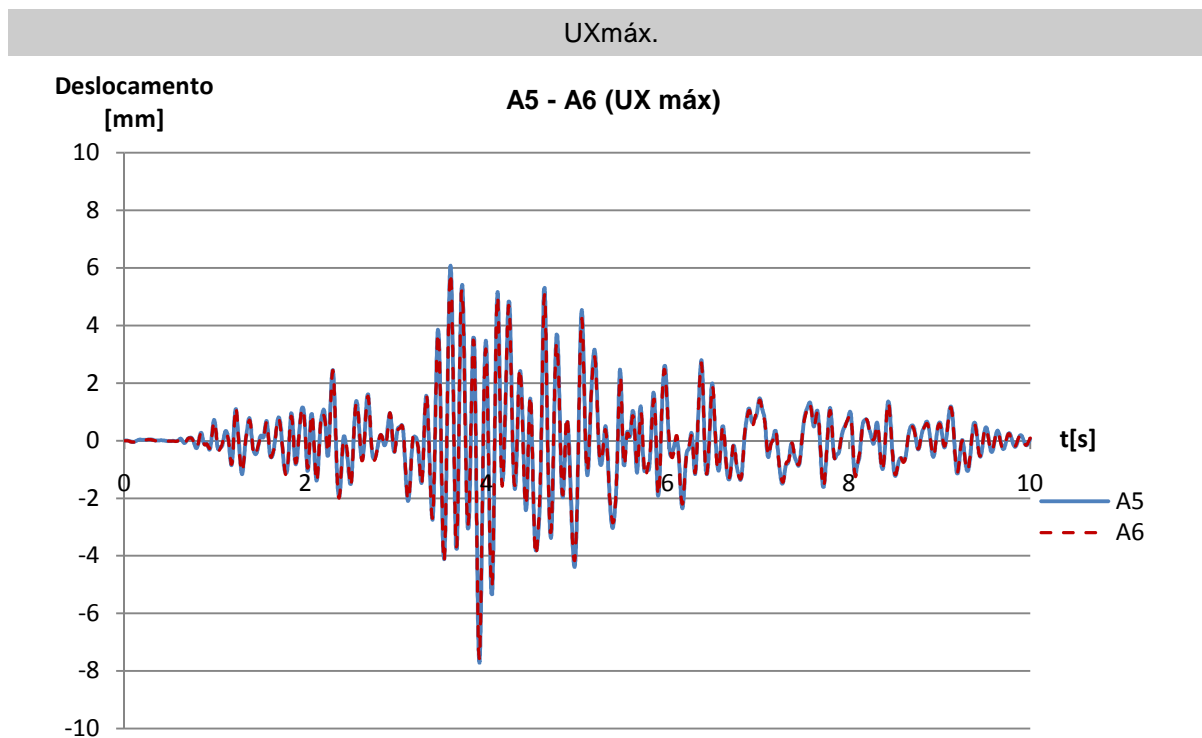


Figura 4.61 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A5 e A6 [P.N. C1].

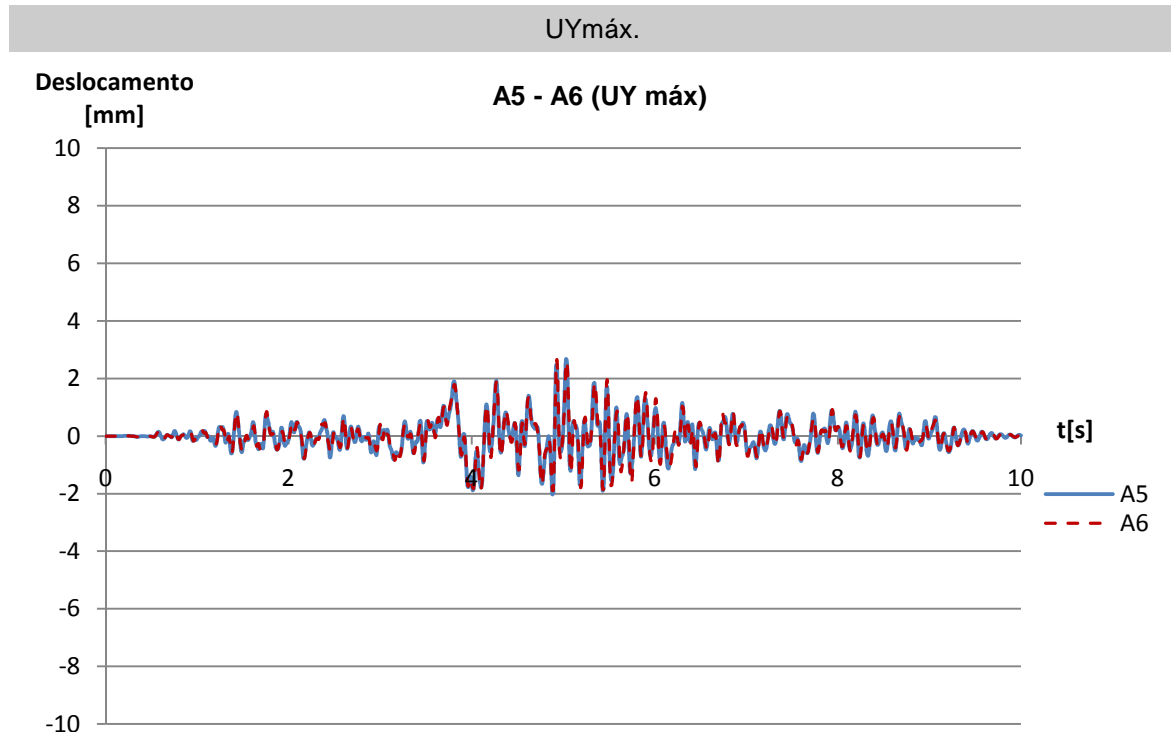


Figura 4.62 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A5 e A6 [P.N. T2]

Conforme se pode mais uma vez confirmar os deslocamentos para ambos os cenários são praticamente coincidentes.

Os mapas de deslocamentos para estes dois cenários estão representados na Figura 4.70 e Figura 4.71, respeitantes aos mesmos pontos notáveis que apresentam maior deslocamento nas direcções x e y.

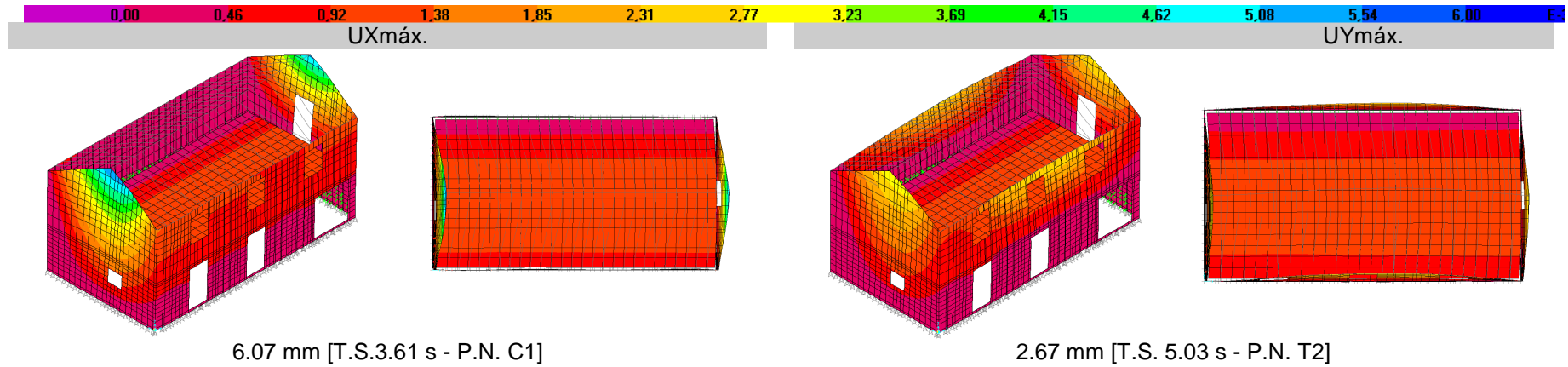


Figura 4.63 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A5.

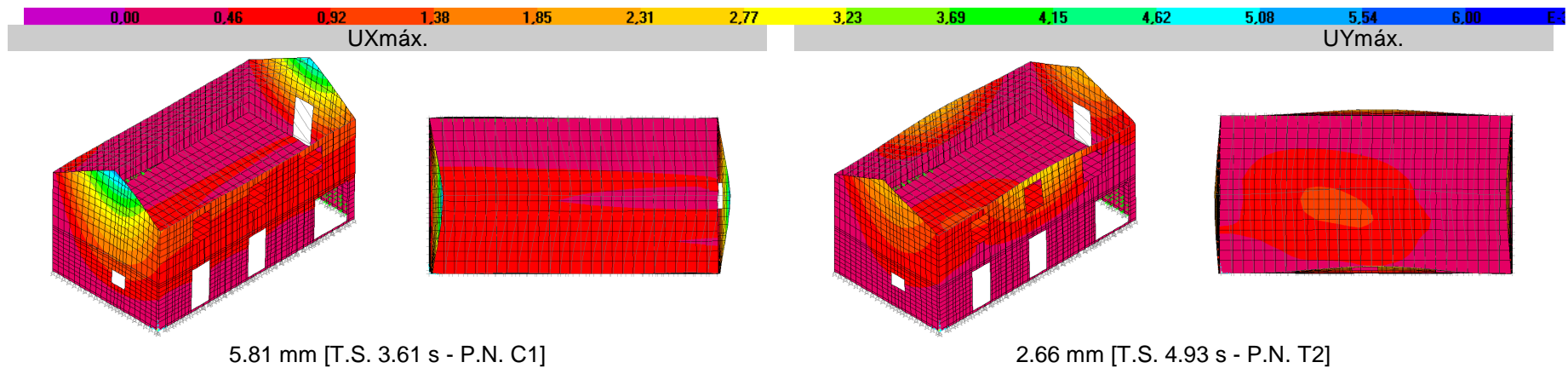


Figura 4.64 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A6.

Conforme se pode verificar são praticamente iguais.

4.8.2.2. Tensões

Quanto às tensões principais máximas de tracção, são apresentados os seus mapas na Figura 4.65 e Figura 4.66, respeitantes à A5 e A6, respectivamente.

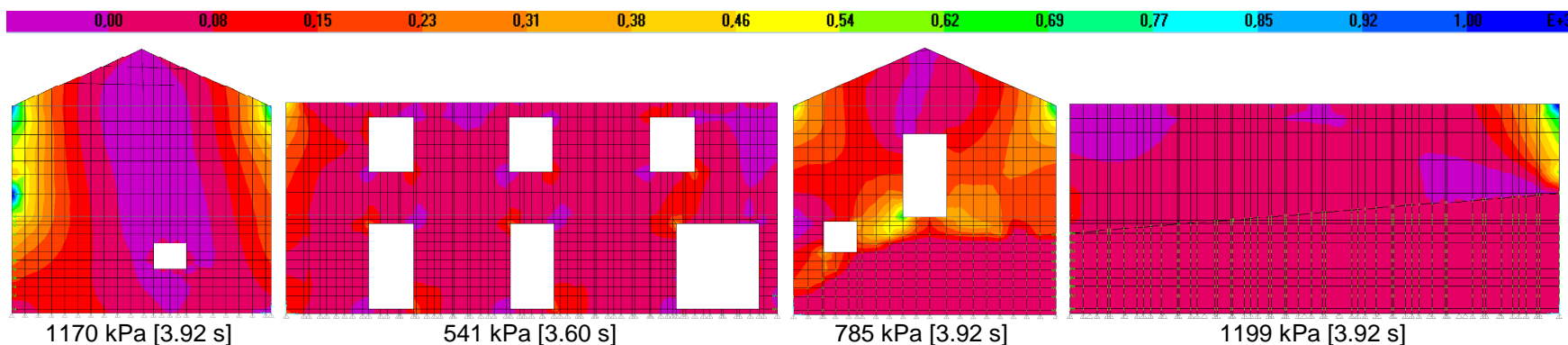


Figura 4.65 - Mapa de tensões principais máximas - A5.

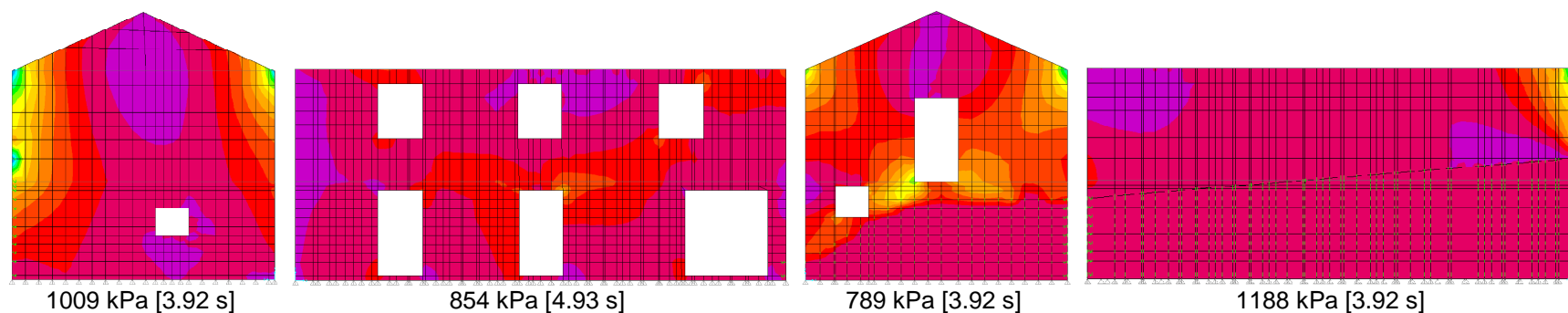


Figura 4.66 - Mapa de tensões principais máximas - A6.

Pode-se verificar que as tensões estão próximas em todas as paredes excepto a 2, na qual se verifica um agravamento das mesmas. Tal agravamento deve-se ao facto da ligação entre as paredes e o pavimento ter sido considerada rígida (eficaz) na A6, concentrando tensões ao nível do pavimento. Tal ligação poderia ser materializada por duas cantoneiras bem ligadas, considerou-se que estas apresentariam alguma rigidez à rotação, embora tal consideração possa ser discutível.

Quanto às tensões principais máximas de compressão, são apresentados os seus mapas na Figura 4.67 e Figura 4.68, para A5 e A6, respectivamente.

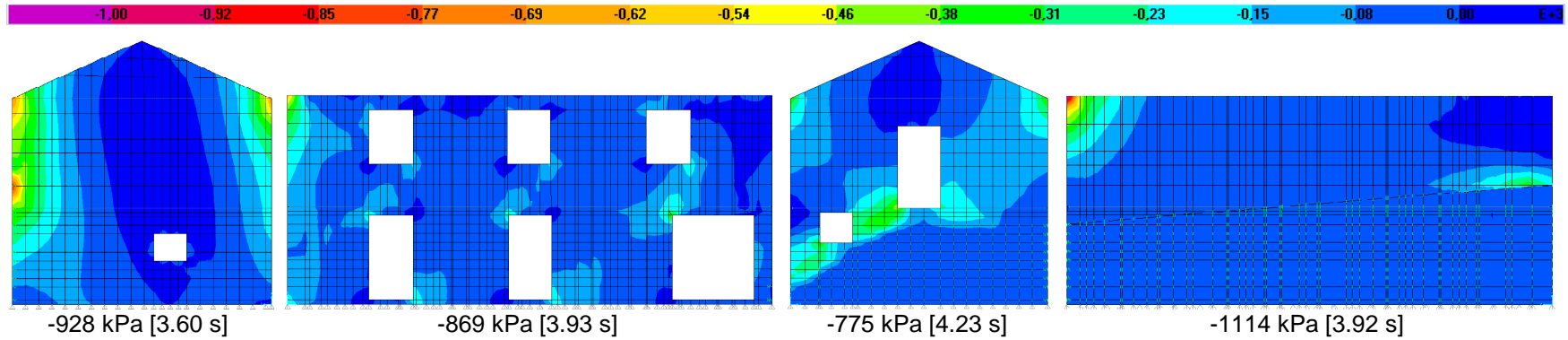


Figura 4.67 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A5.

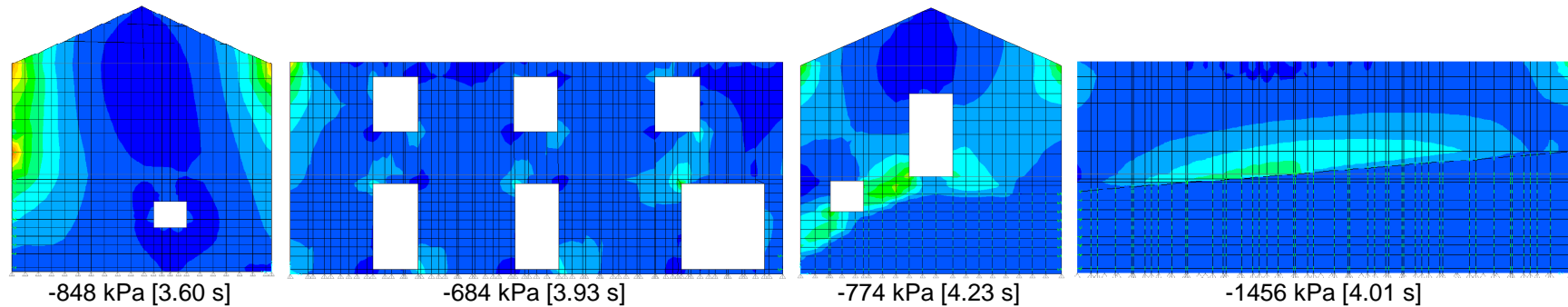


Figura 4.68 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A6.

Quanto às tensões máximas de compressão na parede 1 e 2 registaram-se diminuições ligeiras a consideráveis, respectivamente. Na parede 3 mantiveram-se iguais e na parede 4 agravaram pontualmente, pois em termos de pintura geral esta parece estar até mais amenizada.

4.9. A6 E A7 - INCLUSÃO DE REFORÇOS NA COBERTURA E PISO - PAVIMENTO ORTOTRÓPICO VS. ISOTRÓPICO

Por fim, para as análises apenas com componentes em x e y, comparam-se os cenários A6 e A7, no sentido de verificar os efeitos da consideração da ortotropia no esquema estrutural do pavimento face a um pavimento isotrópico, considerando todas as ligações dos elementos de viga às paredes de alvenaria rígidas, bem ligadas.

Conforme referido anteriormente, em A7 consideram-se propriedades isotrópicas do sistema estrutural do pavimento, com um módulo de elasticidade elevado para simular o comportamento de diafragma rígido, que pode ser concretizado numa lajeta de betão sobreposta ao soalho.

Na Figura 4.69 ilustram-se os esquemas estruturais da cobertura e pavimento, representativos de A6 e A7.

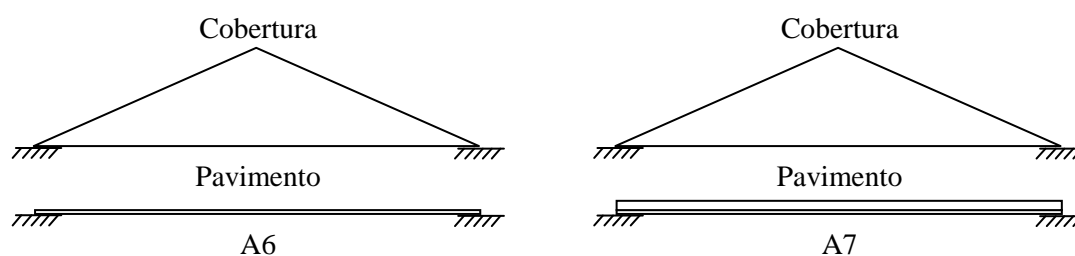


Figura 4.69 - Representação esquemática da cobertura e pavimento - A6 e A7.

4.9.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

Os modos de vibração longitudinal e transversal de A6 e A7 apresentam-se na Figura 4.70 e Figura 4.71, respectivamente.

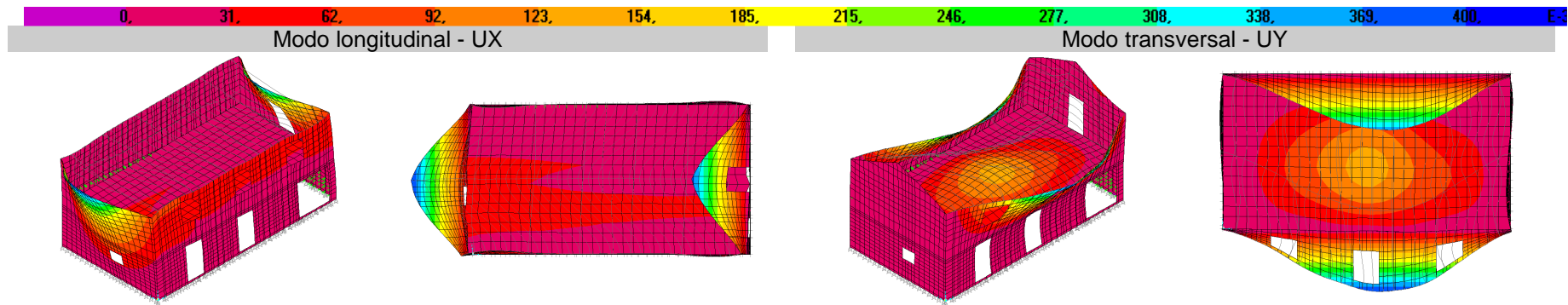


Figura 4.70 - Modo longitudinal UX (Modo 1 - $f_1=8.07$ Hz); Modo transversal UY (Modo 2 - $f_2=10.06$ Hz) A6.

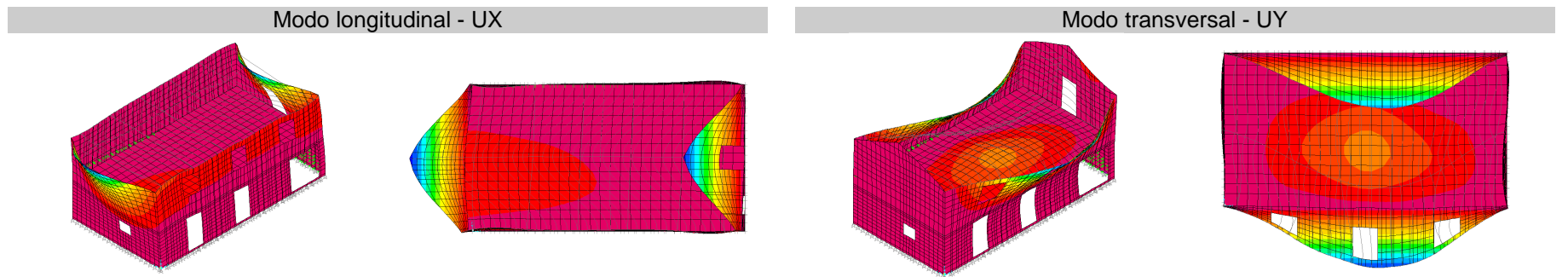


Figura 4.71 - Modo longitudinal UX (Modo 1 - $f_1=8.29$ Hz); Modo transversal UY (Modo 2 - $f_2=10.07$ Hz) A7.

Verifica-se apenas um ligeiro acréscimo na frequência longitudinal, tendo a transversal se mantido aproximadamente igual.

4.9.2. RESPOSTA SÍSMICA

4.9.2.1. Deslocamentos

Os perfis de deslocamentos de A6 e A7 são apresentados na Figura 4.61 e no Quadro 4.20 resumem-se os valores que deram origem a estes.

Quadro 4.24 - Dados para o perfil de deslocamento A6 e A7.

PAR.	PT.	Z [m]	A6				A7			
			X		Y		X		Y	
			t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]	t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	5.81	5.02	0.52	5.02	5.03	5.02	0.51
	T1	4.7	3.60	4.12	5.02	0.43	5.02	3.34	5.02	0.43
	P1	2.2	3.60	1.58	5.01	0.18	5.02	0.84	5.01	0.19
2	T2	4.7	4.24	1.10	4.93	2.66	5.03	1.07	4.93	2.69
	P2	2.2	4.24	0.72	5.05	0.16	5.16	0.71	5.05	0.16
3	C3	6	3.60	5.70	5.02	0.79	4.96	4.90	5.02	0.79
	T3	4.7	3.60	3.44	5.02	0.72	4.96	2.98	5.02	0.71
	P3	2.2	3.60	0.05	5.02	0.05	3.99	0.06	5.02	0.04
4	T4	4.7	4.65	0.10	5.04	2.30	3.92	0.09	5.04	2.29
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
Máximo			3.61	5.81	4.93	2.66	5.02	5.03	4.93	2.69
Pontos			C1		T2		C1		T2	

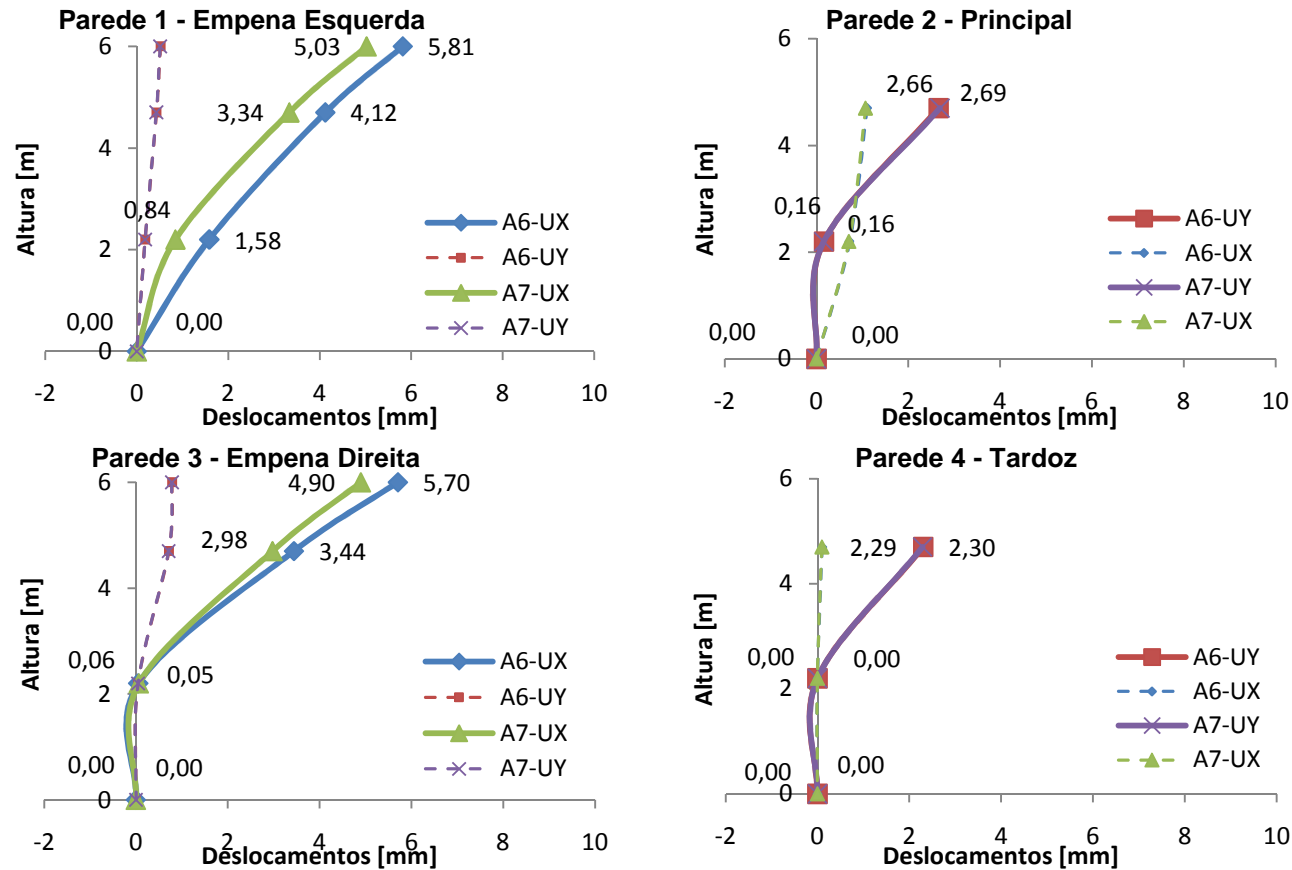


Figura 4.72 - Perfis de Deslocamentos para a A6 e A7.

Conforme se pode verificar as paredes da fachada e tardoz mantiveram-se praticamente constantes. Os valores de deslocamentos das paredes de empena fora do plano sofreram uma diminuição significativa, pois considerando o efeito do diafragma rígido, já elimina-se a deformabilidade no próprio plano, diminuindo, por conseguinte, os deslocamentos.

Quanto às deformações relativas máximas (drifts), os dados estão no Quadro 4.24 e as envolventes ilustram-se na Figura 4.73.

Quadro 4.25 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A6 e A7.

PR.	PT.	Z [m]	A6		A7	
			"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Altura [%]	"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Altura [%]
1	C1	6	1.69	0.130	1.69	0.130
	T1	4.7	2.54	0.102	2.49	0.100
	P1	2.2	1.58	0.072	0.84	0.038
2	T2	4.7	0.16	0.100	0.16	0.101
	P2	2.2	2.26	0.007	1.92	0.007
3	C3	6	0.05	0.174	0.06	0.148
	T3	4.7	2.30	0.136	2.29	0.116
	P3	2.2	0.00	0.002	0.00	0.003
4	T4	4.7	2.54	0.092	2.49	0.092
	P4	2.2	1.58	0.000	0.84	0.000

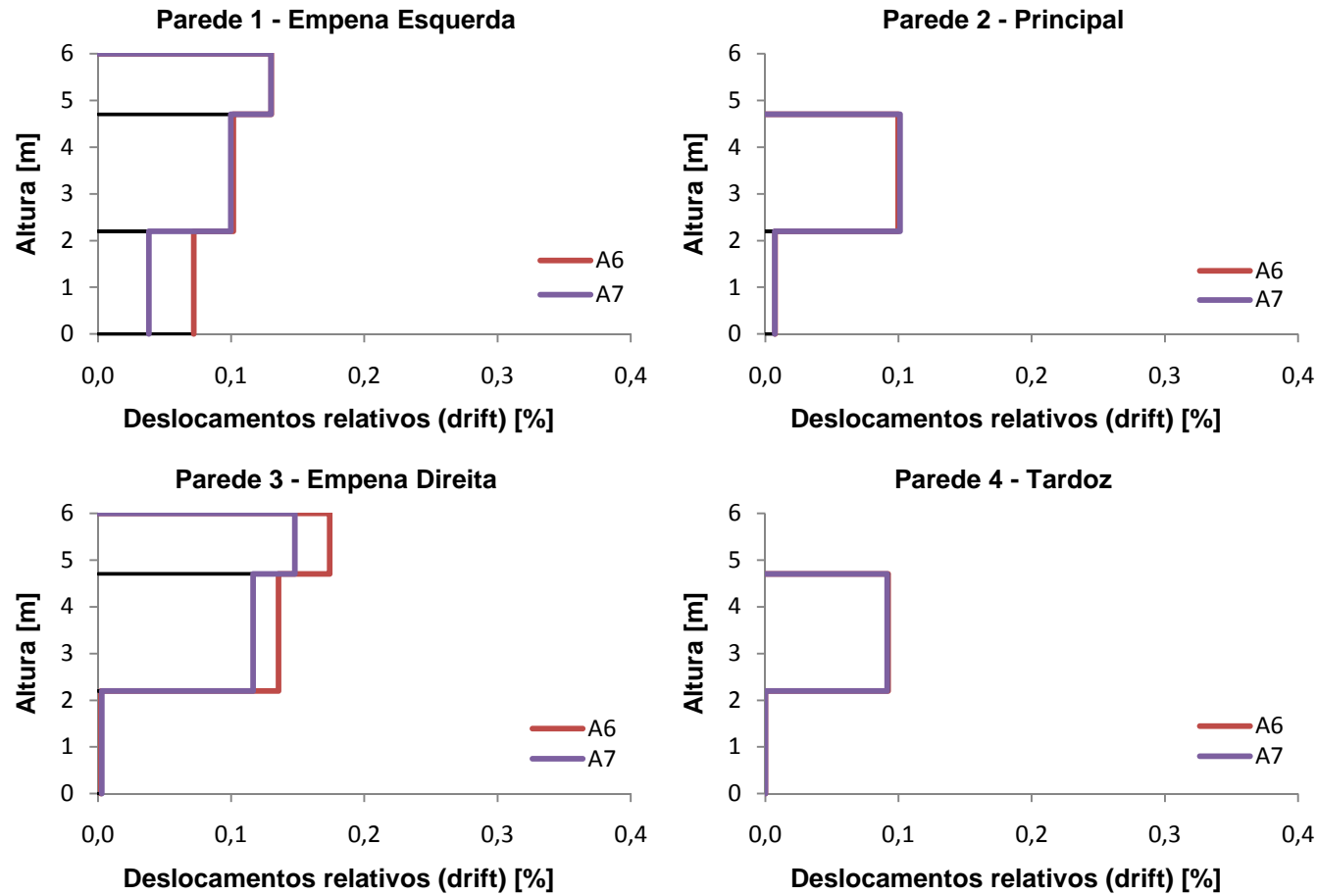


Figura 4.73 - Envolvente de deformações relativas máximas (drifts) - A6 e A7.

Conforme se verificou anteriormente as paredes 2 e 4 não sofreram alterações, nas paredes 1 e 3 registaram-se reduções de drift: da ordem dos 0,03% para a parede 1 R/C e da ordem dos 0,01% para o primeiro piso da parede 3 (o R/C já estava bloqueado pela escadaria).

No que diz respeito às deformações relativas máximas em relação à espessura, apresenta-se no Quadro 4.26 os dados e na Figura 4.74 apresentam-se as envolventes.

Quadro 4.26 - Dados para envolvente de deformações relativas máximas (espessura) - A6 e A7.

PAR.	PT.	Z [m]	A6		A7	
			"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Espess. [%]	"Drift Absoluto"- Δ [mm]	Δ /Espess. [%]
1	C1	6	1.69	0.307	1.69	0.307
	T1	4.7	2.54	0.462	2.49	0.453
	P1	2.2	1.58	0.288	0.84	0.153
2	T2	4.7	2.50	0.384	2.53	0.390
	P2	2.2	0.16	0.029	0.16	0.029
3	C3	6	2.26	0.411	1.92	0.350
	T3	4.7	3.39	0.616	2.91	0.529
	P3	2.2	0.05	0.009	0.06	0.012
4	T4	4.7	2.30	0.354	2.29	0.352
	P4	2.2	0.00	0.000	0.00	0.000

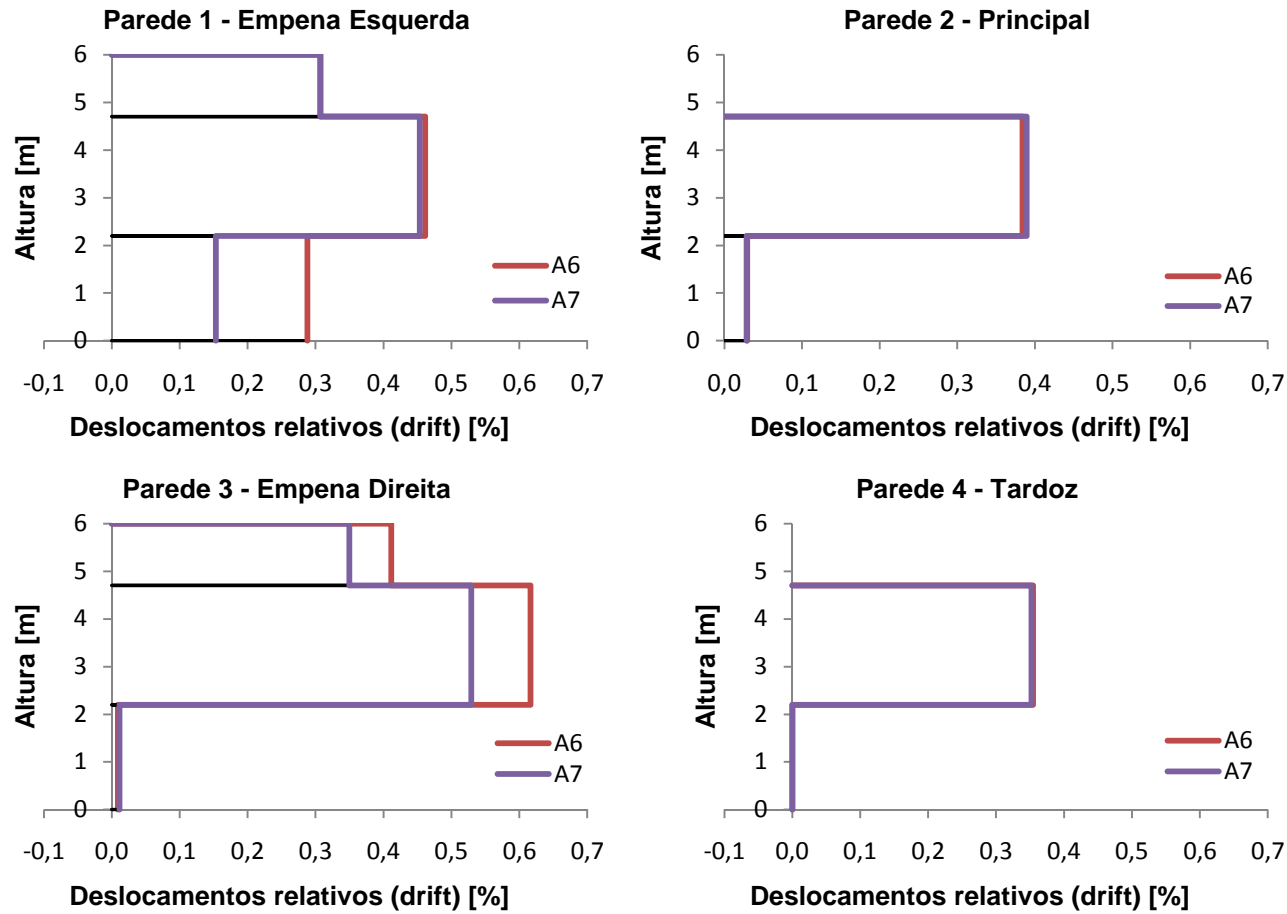


Figura 4.74 - Deslocamentos relativos (drifts-espessura) para a A5

Conforme referido anteriormente as paredes 2 e 4 mantiveram-se com o mesmo comportamento, verificando-se reduções acentuadas das paredes 1 e 3, no R/C e primeiro piso, respectivamente.

Na Figura 4.75 e Figura 4.76 são apresentados os deslocamentos ao longo do tempo dos pontos notáveis para os quais se registaram os máximos em x e y.

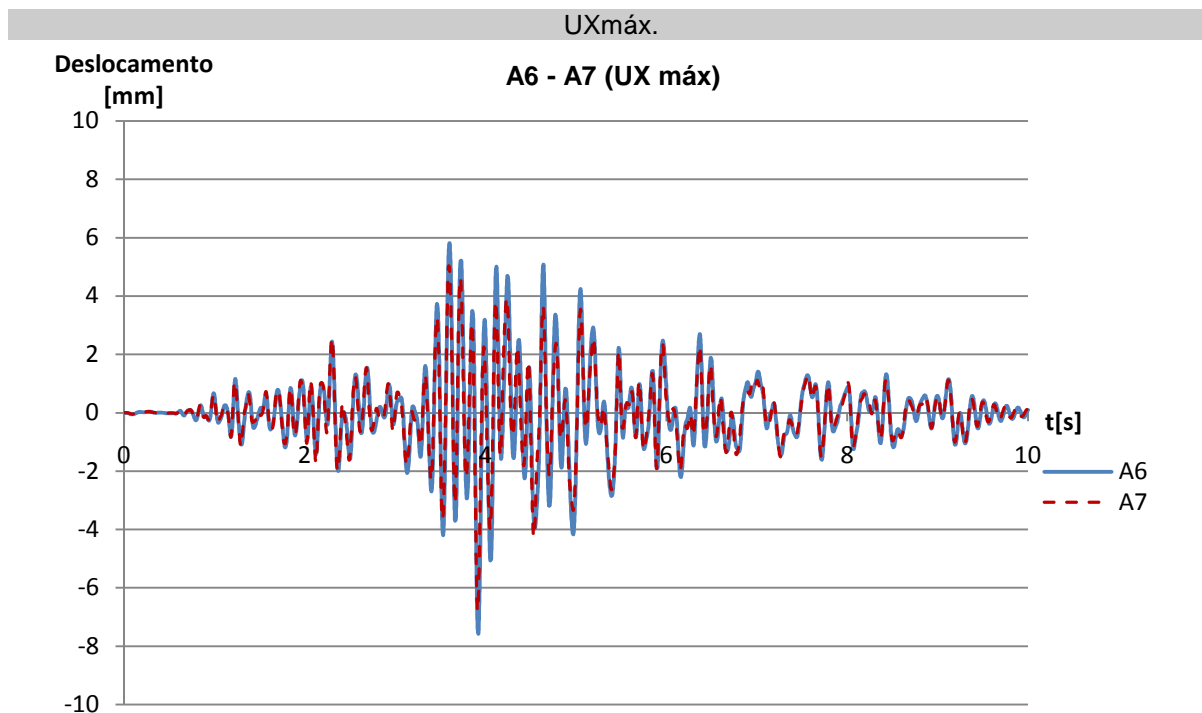


Figura 4.75 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A6 e A7 [P.N. C1].

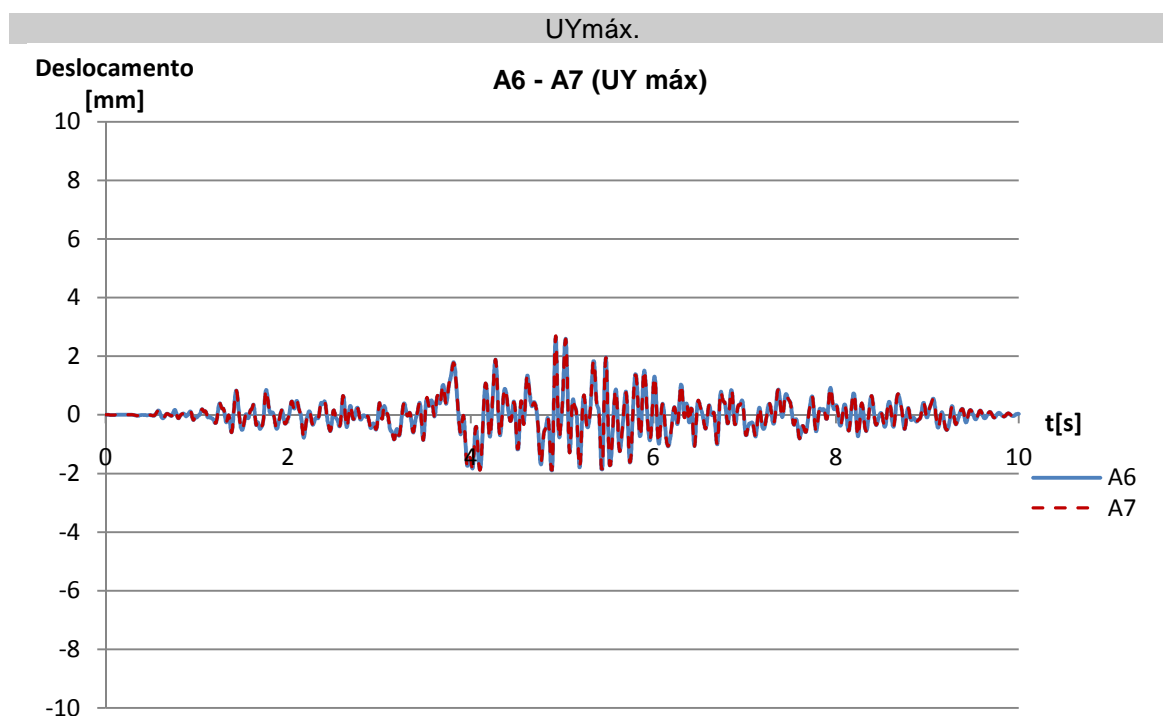


Figura 4.76 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A6 e A7 [P.N. T2]

Conforme já comprovado o comportamento fora do plano em y foi praticamente coincidente. Por seu turno verificam-se pontuais reduções de deslocamentos para a direcção x.

Os mapas de deslocamentos dos pontos notáveis dos máximos deslocamentos em x e y são apresentados na Figura 4.77 e Figura 4.78.

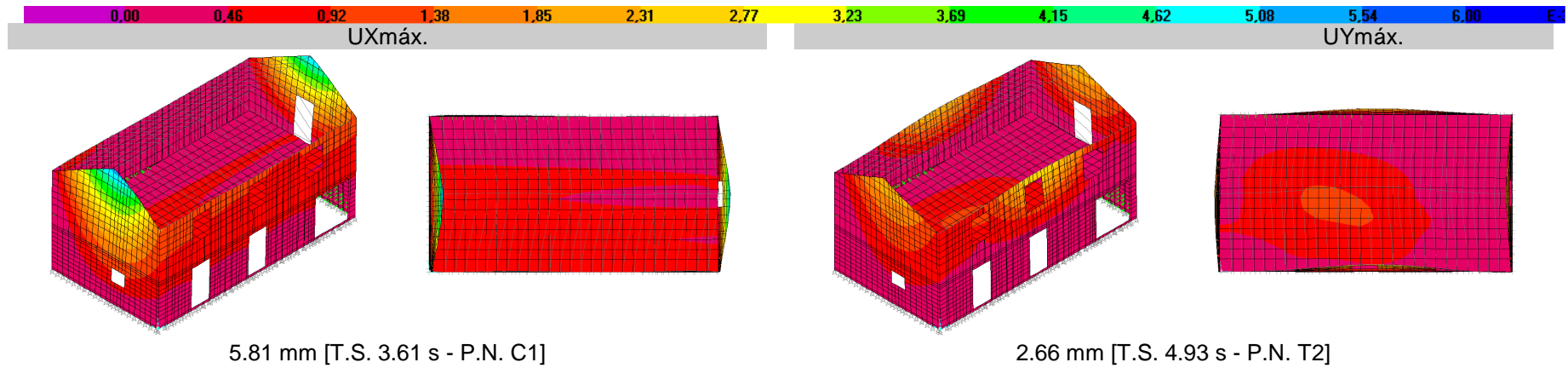


Figura 4.77 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A6.

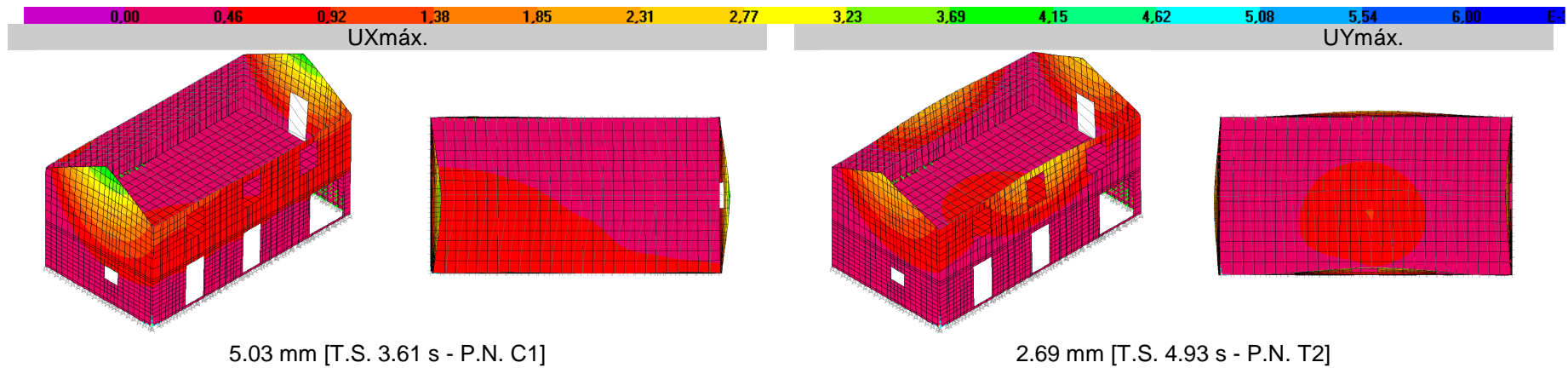


Figura 4.78 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A7.

Mais uma vez se corrobora o anteriormente descrito, através das imagens: diminuição do deslocamento na direcção x e deslocamentos idênticos em y.

4.9.2.2. Tensões

As tensões principais máximas de tracção de A6 e A7, são apresentadas na Figura 4.79 e Figura 4.80, respectivamente.

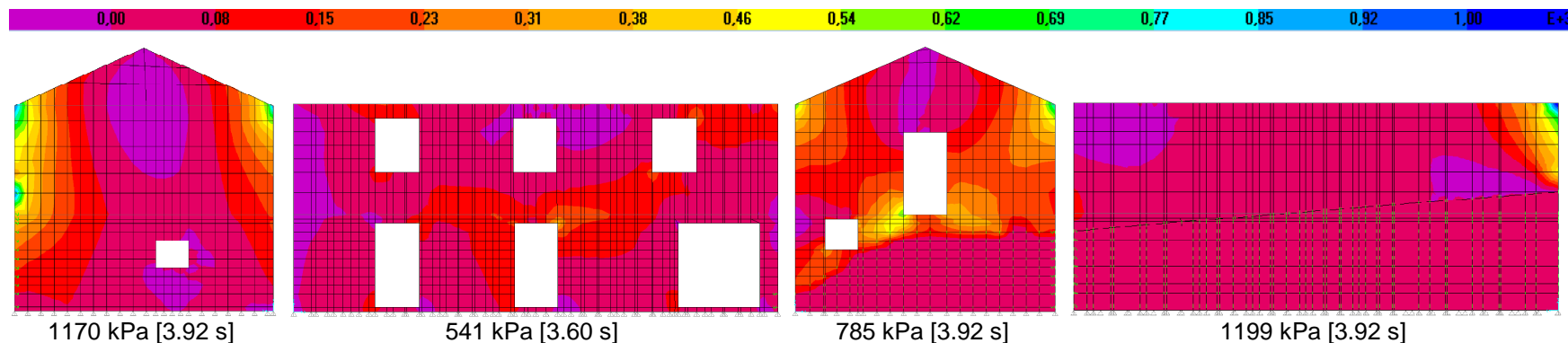


Figura 4.79 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A6.

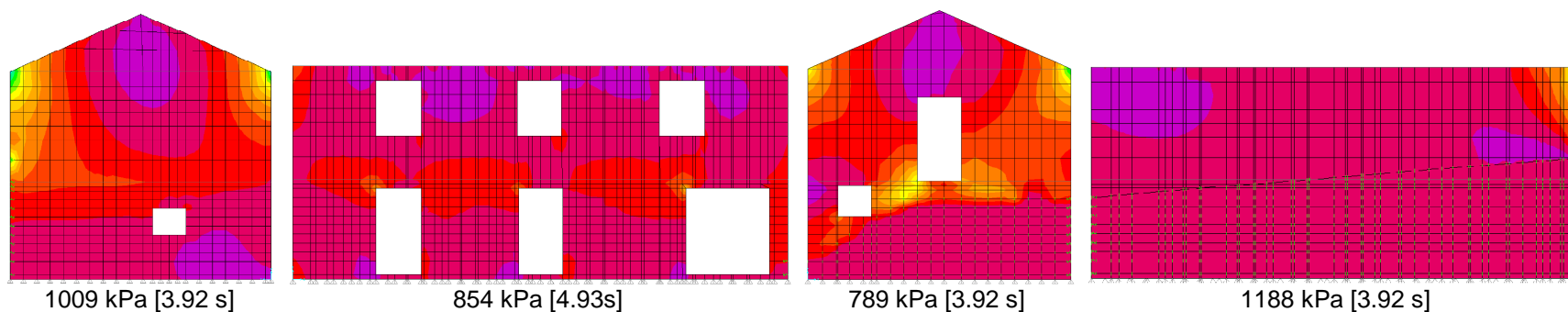


Figura 4.80 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A7.

A parede 1 apresenta tensões máximas menores, enquanto a 2 aumentou consideravelmente ao nível da ligação com a cobertura e pavimento. Na A7 é evidente a concentração ao nível do pavimento na parede 1 e 2, fruto da diminuição da deformabilidade no plano, que, por consequência aumenta a sua rigidez. As paredes 3 e 4 não sofreram alterações praticamente.

As tensões principais máximas de compressões de A6 e A7, são apresentadas na Figura 4.81 e Figura 4.82, respectivamente.

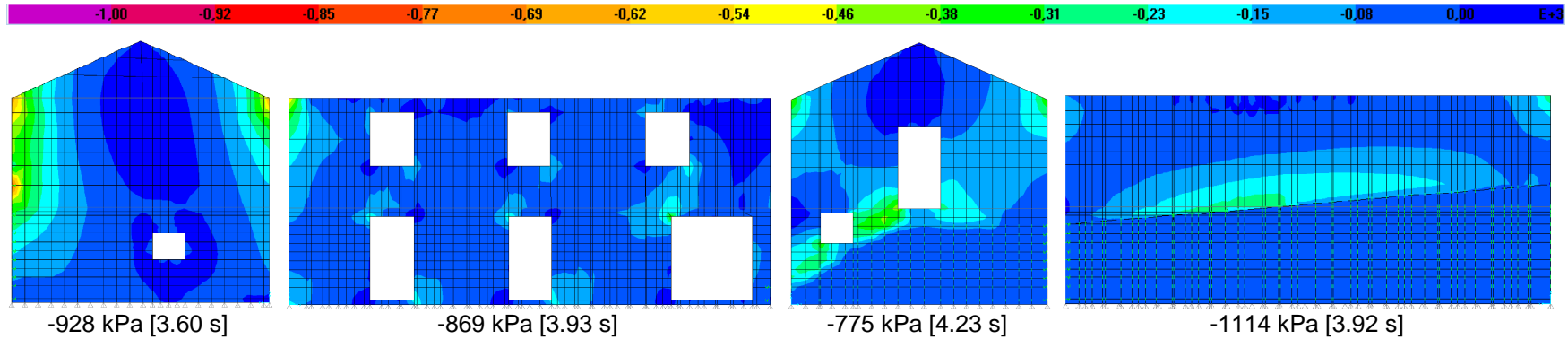


Figura 4.81 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A6.

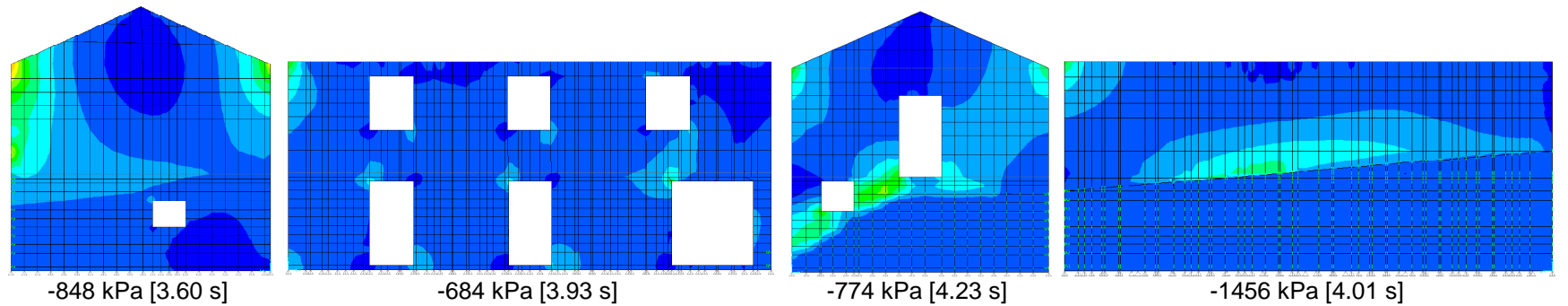


Figura 4.82 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A7.

As tensões de compressão máximas diminuiram nas paredes 1 e 2 consideravelmente, mantendo-se inalteradas na 3 e agravando-se na 4.

4.10. A1 A2 E A7 (CV) - INCLUSÃO DA COMPONENTE VERTICAL DA ACÇÃO SÍSMICA NAS ANÁLISES A1, A2 E A7

Pretendeu-se nesta secção verificar a influência da incorporação da componente vertical sísmica, de forma a verificar a influência nas tensões quando a componente sísmica vertical alivia o peso próprio da estrutura na ocorrência de um sismo, diminuindo a tensão vertical e por consequência o atrito entre a alvenaria.

Logo à partida não será de esperar uma grande variação de resultados, uma vez que, observando-se novamente os acelerogramas (Figura 4.3), se constata que o pico da aceleração em z (1.33s - 3.20 m/s²) não coincide com os picos de aceleração em x (3.91s - 3.58 m/s²) nem em y (3.98 - 3.91 m/s²), ainda que o pico da acção não coincida com o pico da resposta na maioria das situações (a não ser que o caso de estudo se situe coincidente com o epicentro do sismo), apresentando-se estes bastante desfasados.

Foram analisados três cenários nestas condições, o de calibração A1, a análise real antes do sismo A2 e o cenário de reforço que demonstrou melhores resultados - A7.

4.10.1. RESPOSTA SÍSMICA

4.10.1.1. A1 CV - Deslocamentos

Para a análise de calibração A1, incorporando a componentes sísmica vertical os valores de deslocamentos máximos permanecem praticamente inalterados (Quadro 4.27).

Quadro 4.27 - Dados para o perfil de deslocamento A1 e A1 (CV).

PAR.	PT.	Z [m]	A1				A1 CV			
			X		Y		X		Y	
			t[s]	U1 [mm]	t[s]	U2 [mm]	t[s]	U1 [mm]	t[s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	8.45	5.02	0.41	3.61	8.46	3.82	0.53
	T1	4.7	5.22	6.22	5.02	0.35	5.22	6.20	3.82	0.46
2	P1	2.2	5.23	2.87	5.02	0.17	5.23	2.87	5.01	0.24
	T2	4.7	4.23	0.77	5.40	40.80	3.60	0.78	5.40	40.79
	P2	2.2	4.23	0.54	5.40	19.84	3.60	0.56	5.40	19.85
3	C3	6	5.06	5.43	5.38	0.72	5.06	5.33	5.38	0.72
	T3	4.7	5.06	3.38	5.38	0.65	5.06	3.37	5.38	0.65
	P3	2.2	5.06	0.05	5.38	0.02	5.06	0.05	5.37	0.02
4	T4	4.7	4.64	0.03	4.61	1.51	4.20	0.08	5.47	1.49
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
Máximo			3.61	8.45	5.40	40.80	3.61	8.46	5.40	40.79
Pontos			C1		T2		C1		T2	

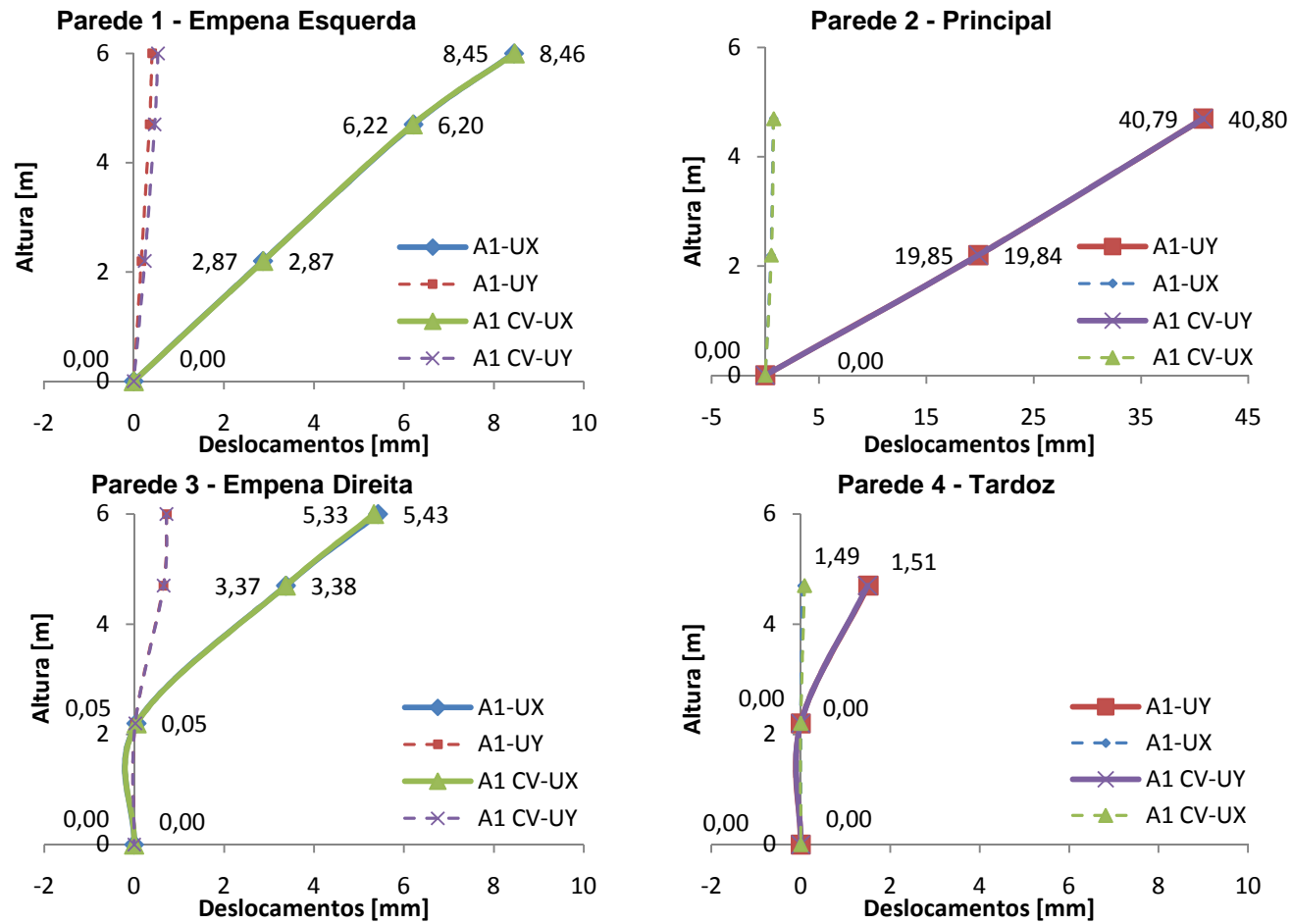


Figura 4.83 - Perfis de Deslocamentos - A1 e A1(CV).

Conforme previsto os valores dão muito aproximados, dado o desfasamento dos picos de acelerações sísmicas entre as direcções x-z e y-z, respectivamente.

Na Figura 4.84 e Figura 4.85 são apresentados os deslocamentos ao longo do tempo dos pontos notáveis para os quais se registaram os máximos em x e y.

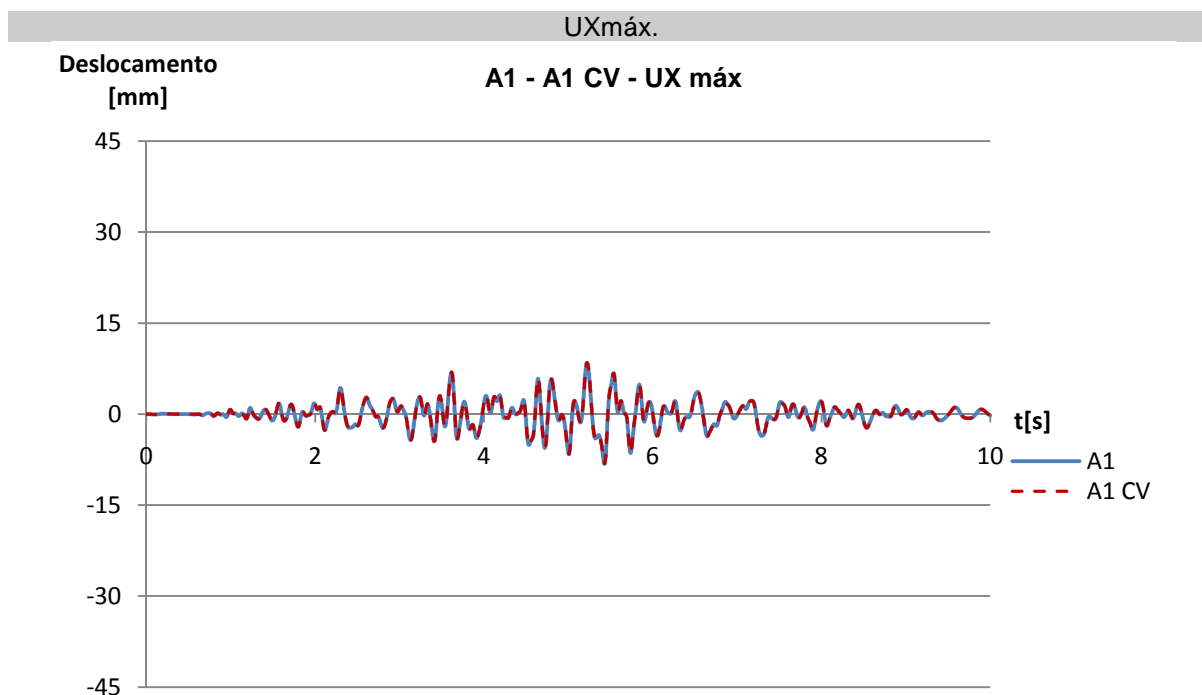


Figura 4.84 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A1 e A1 CV [P.N. C1].

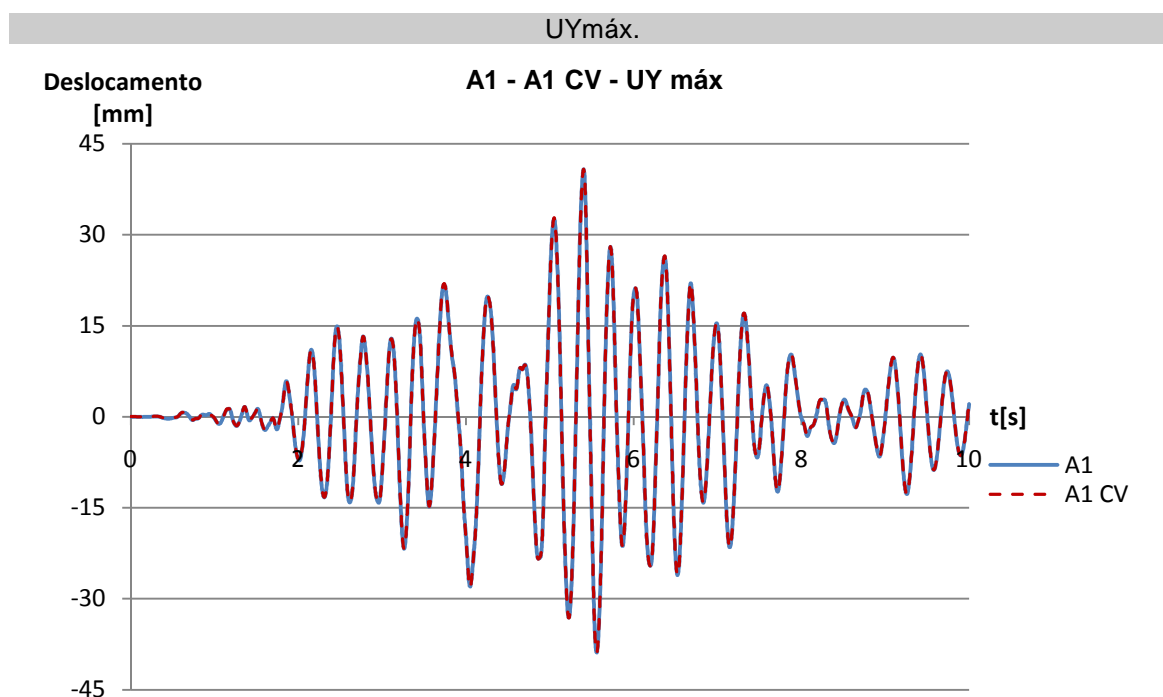


Figura 4.85 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A1 e A1 CV [P.N. T2]

Conforme já comprovado o comportamento fora do plano em x e y foi coincidente.

Os mapas de deslocamentos dos pontos notáveis que apresentam máximo deslocamento nas direcções x e y são apresentados na Figura 4.86 e Figura 4.87.

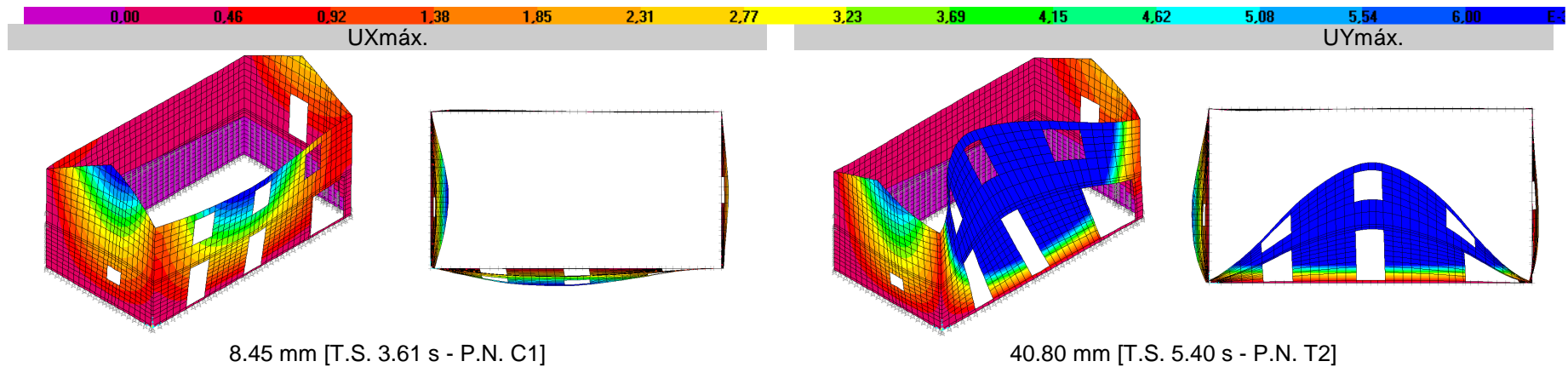


Figura 4.86 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1.

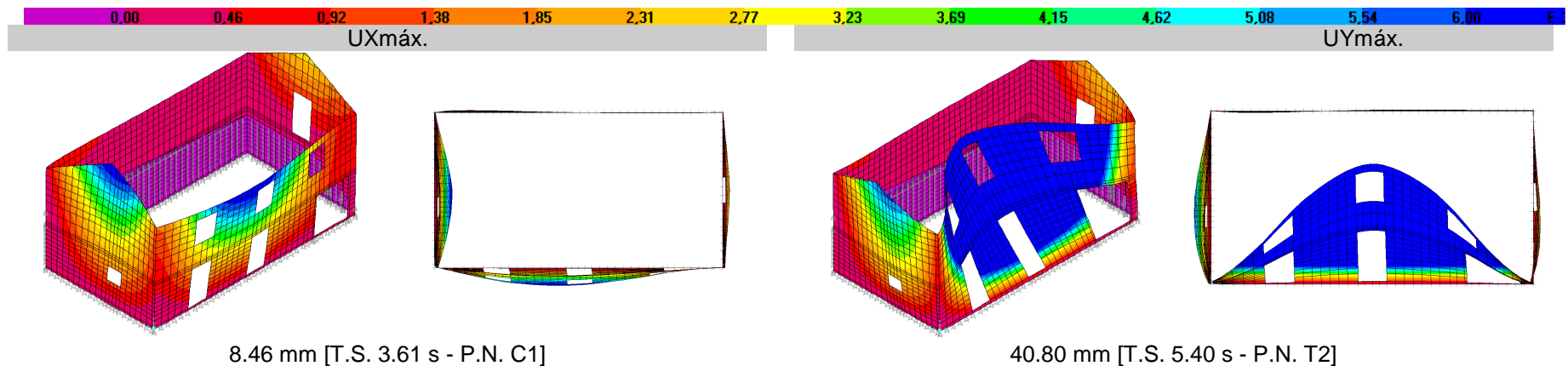


Figura 4.87 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A1 CV.

Mais uma vez se corrobora o anteriormente descrito, através das imagens e dos valores máximos.

4.10.1.2. A1 CV - Tensões

As tensões principais máximas de tracção de A6 e A7, são apresentadas na Figura 4.88 e Figura 4.89, respectivamente.

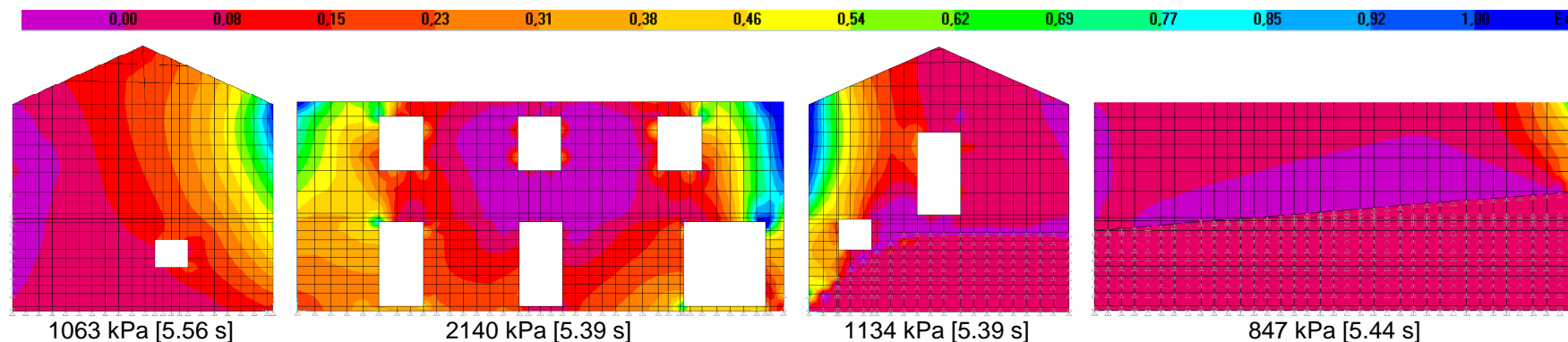


Figura 4.88 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1.

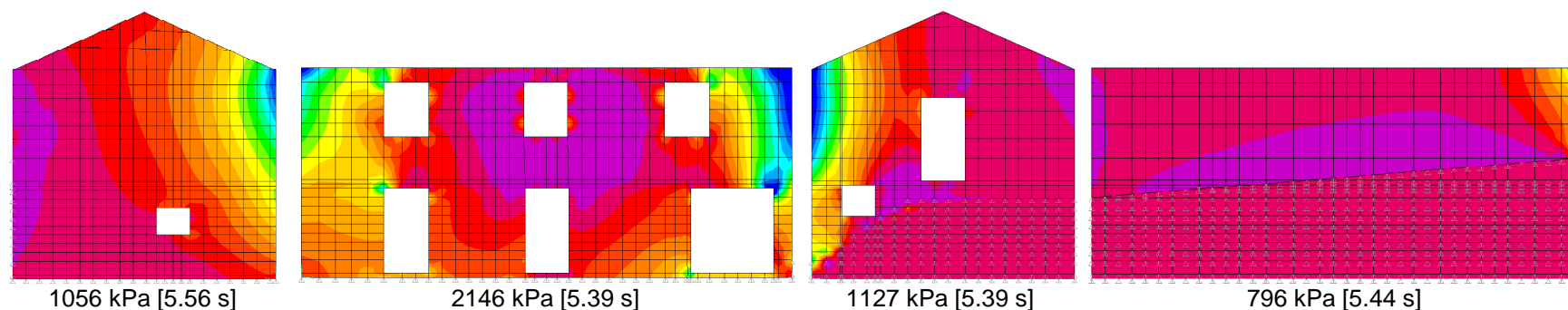


Figura 4.89 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A1 CV.

Os valores das tensões de tracção máximas foram próximos, destacando-se apenas a parede 4 que registou uma ligeira redução.

As tensões principais máximas de compressões de A1 e A1 CV, são apresentadas na Figura 4.90 e Figura 4.91, respectivamente.

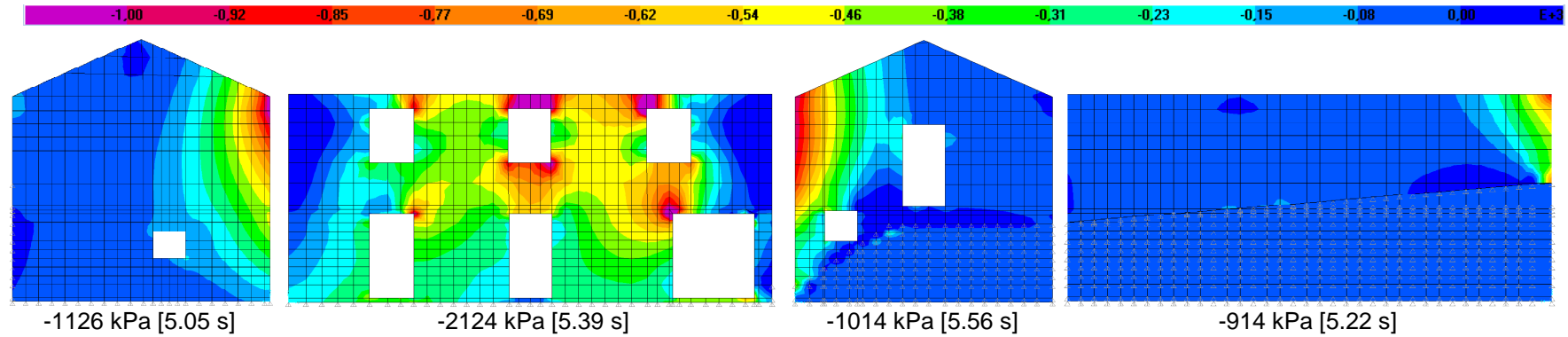


Figura 4.90 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1.

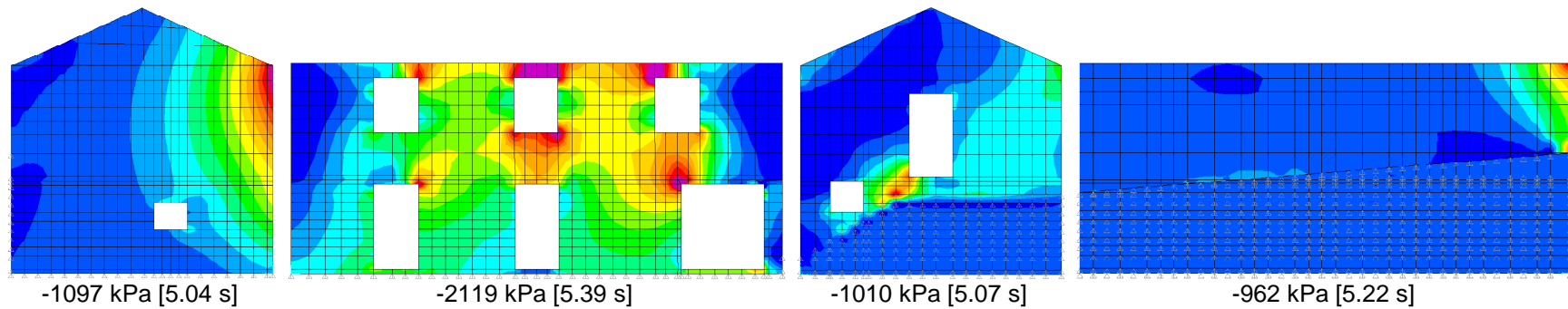


Figura 4.91 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A1 CV.

Conforme se pode verificar, para as paredes de 1 a 3 as tensões foram próximas, na parede 4 agravaram-se um pouco.

4.10.1.3. A2 CV - Deslocamentos

É possível observar as variações de deslocamentos para a análise A2- cenário antes do sismo real (sem linha), incorporando a componente vertical da acção sísmica no Quadro 4.28 e Figura 4.92.

Quadro 4.28 - Dados para o perfil de deslocamento A2 (CV)

PAR.	PT.	Z [m]	A2				A2 CV			
			X		Y		X		Y	
			t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]	t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	6.97	5.02	0.40	3.61	7.01	5.02	0.39
	T1	4.7	3.61	4.94	5.01	0.35	3.61	4.98	5.01	0.35
	P1	2.2	3.61	1.98	5.01	0.17	3.61	1.97	5.01	0.17
2	T2	4.7	3.60	0.90	3.85	4.37	3.60	0.90	3.85	4.44
	P2	2.2	3.60	0.61	5.05	0.18	3.60	0.61	5.05	0.18
3	C3	6	3.61	6.64	5.02	0.57	3.61	6.59	5.02	0.57
	T3	4.7	3.61	3.73	5.02	0.53	3.61	3.74	5.02	0.52
	P3	2.2	3.62	0.04	5.01	0.03	3.62	0.04	5.02	0.03
4	T4	4.7	4.15	0.08	5.47	1.71	4.15	0.08	5.47	1.69
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
Máximo			3.61	6.97	3.85	4.37	3.61	7.01	3.85	4.44
Pontos			C1		T2		C1		T2	

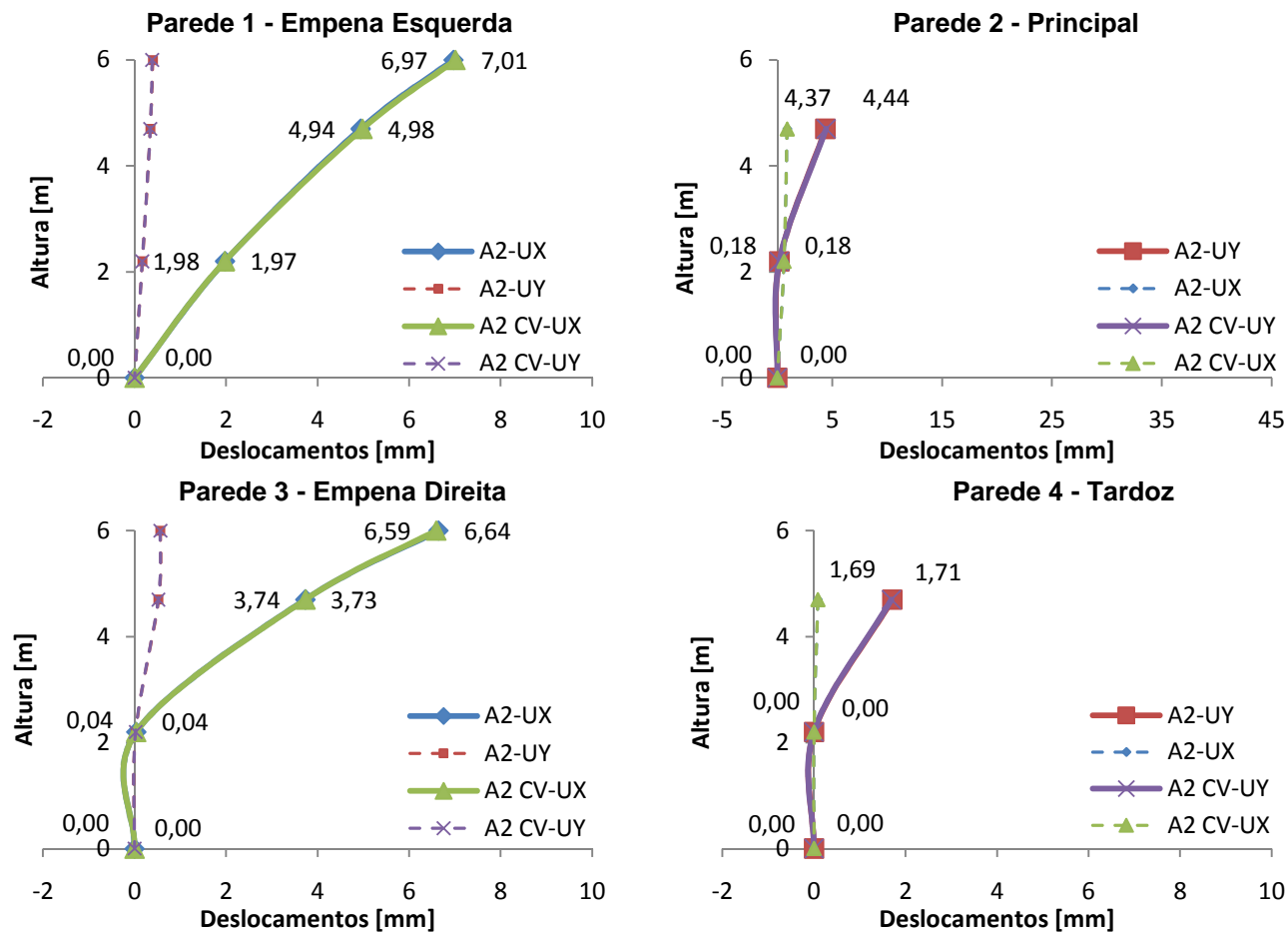


Figura 4.92 - Perfis de Deslocamentos para a A2 (CV)

Também nestes cenários a incorporação da componente vertical não apresenta grandes variações em termos de deslocamentos.

Na Figura 4.93 e Figura 4.94 são apresentados os deslocamentos ao longo do tempo dos pontos notáveis para os quais se registaram os máximos em x e y.

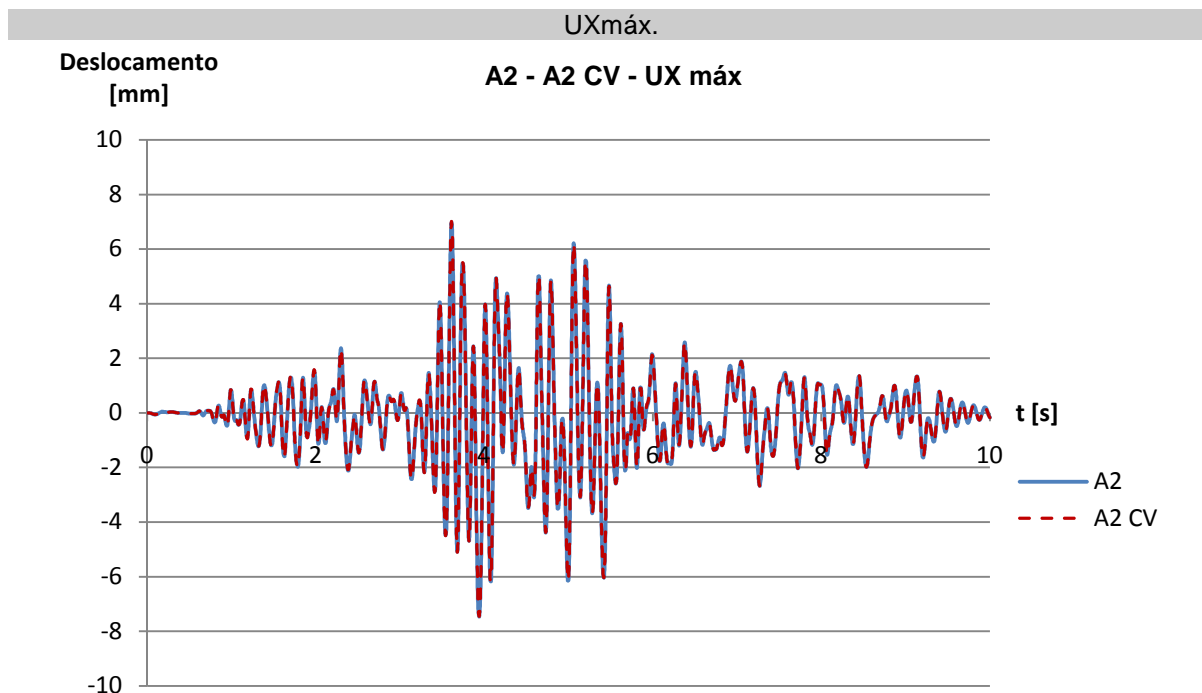


Figura 4.93 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A2 e A2 CV [P.N. C1].

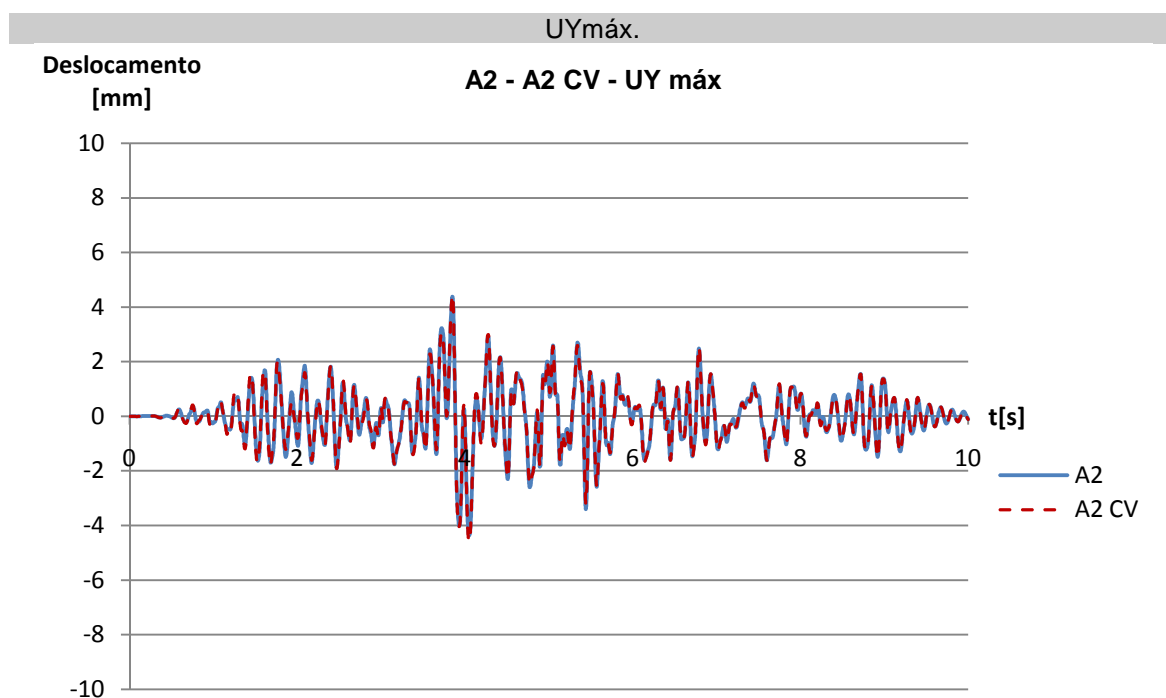


Figura 4.94 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A2 e A2 CV [P.N. T2]

Conforme já comprovado o comportamento foi praticamente coincidente.

Os mapas de deslocamentos dos pontos notáveis que apresentam máximo deslocamento nas direcções x e y são apresentados na Figura 4.95 e Figura 4.96.

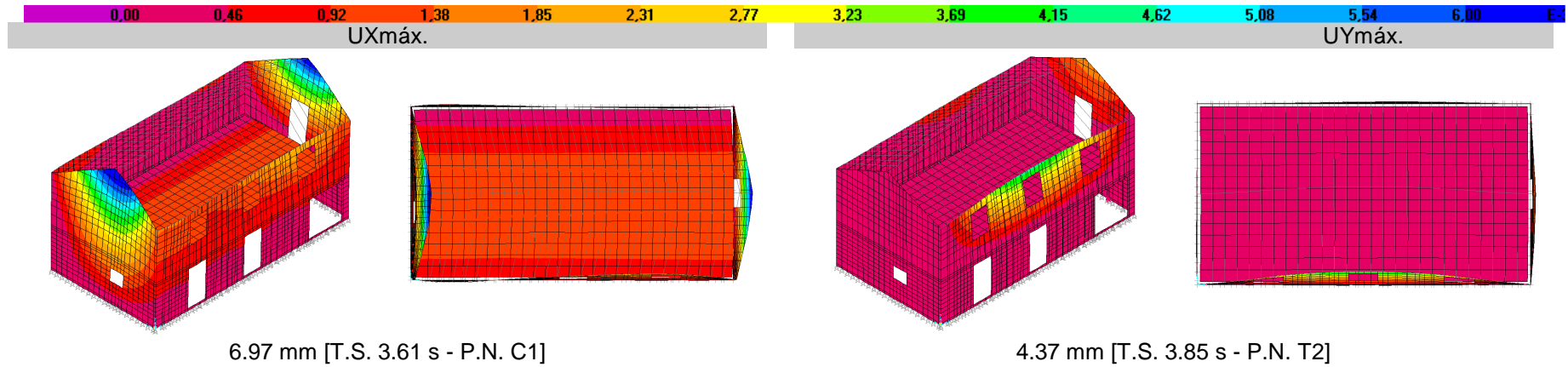


Figura 4.95 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A2.

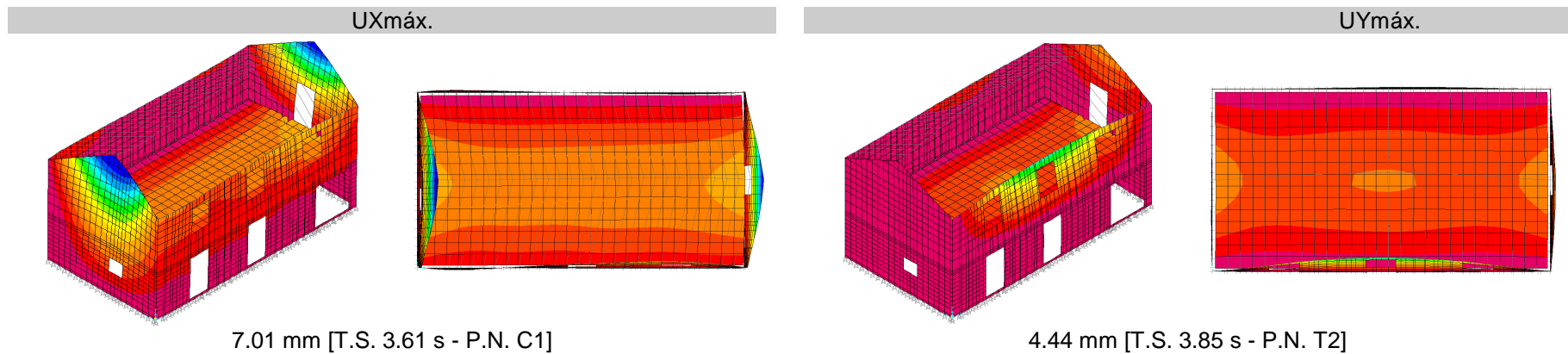


Figura 4.96 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A2 CV.

Verificam-se apenas pequenas diferenças desprezáveis nos deslocamentos.

4.10.1.4. A2 CV - Tensões

As tensões de tracção máximas para A1 e A1 CV são apresentadas na Figura 4.97 e Figura 4.98.

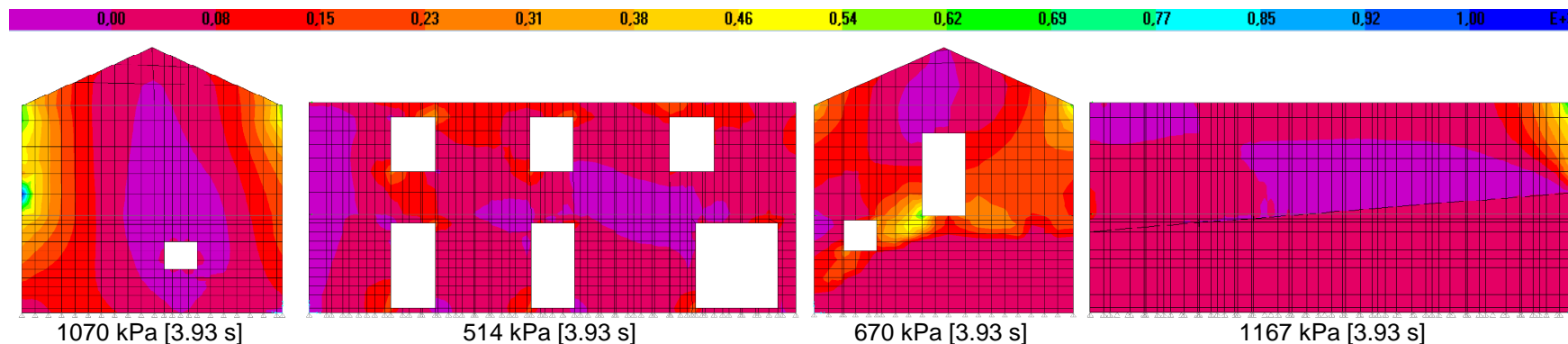


Figura 4.97 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A2.

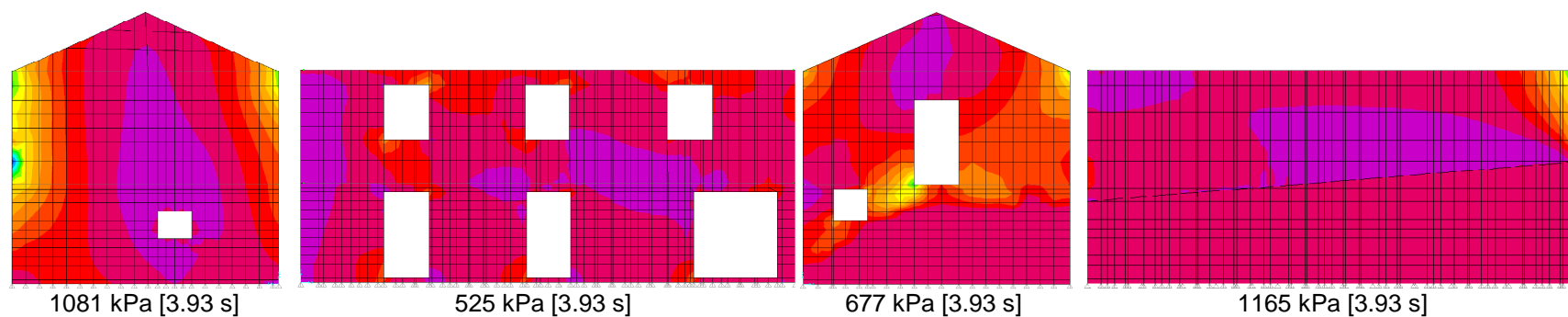


Figura 4.98 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A2 CV.

Conforme se pode verificar estas tensões foram muito próximas.

As tensões de compressão máximas são apresentadas na Figura 4.99 e Figura 4.100.

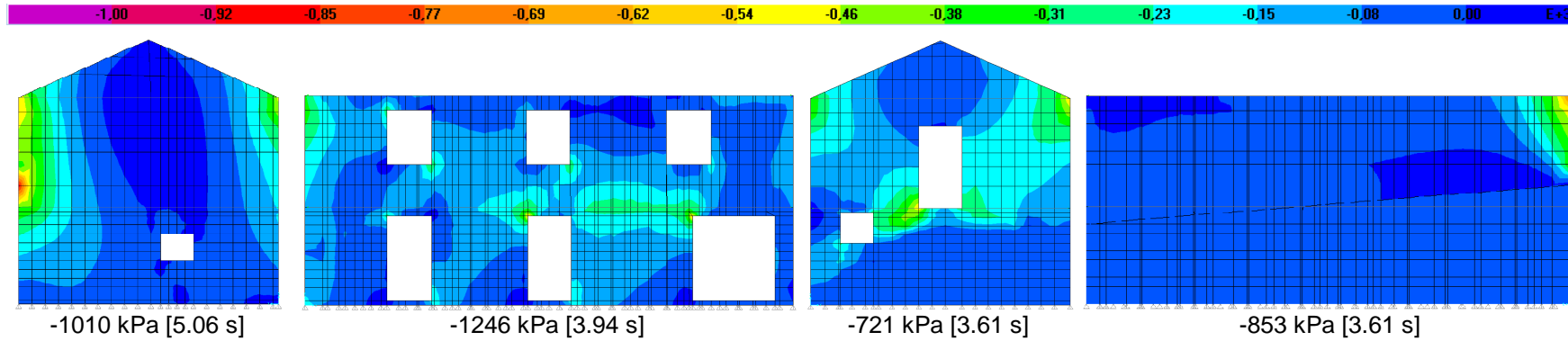


Figura 4.99 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A2.

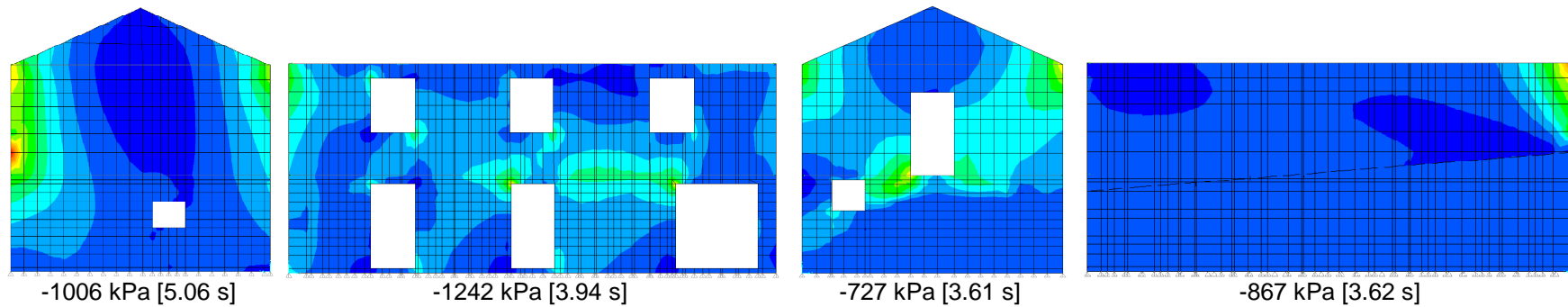


Figura 4.100 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A2 CV.

Tal como as de tensões tracção também estão são praticamente coincidentes.

4.10.1.5. A7 CV - Deslocamentos

Também para a análise que demonstrou melhores resultados - A7a incorporação da componente vertical não trás praticamente alterações, conforme se demonstram nos quadros e figuras que se seguem.

Quadro 4.29 - Dados para o perfil de deslocamento A7 (CV)

PAR.	PT.	Z [m]	A7					A7 CV		
			X		Y			X		Y
			U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]	U2 [mm]	t [s]	U1 [mm]	t [s]	U2 [mm]
1	C1	6	3.61	5.03	5.02	0.51	3.61	5.03	5.02	0.50
	T1	4.7	3.59	3.34	5.02	0.43	3.60	3.34	5.01	0.42
	P1	2.2	3.60	0.84	5.01	0.19	3.60	0.85	5.01	0.20
2	T2	4.7	4.23	1.07	4.93	2.69	4.23	1.07	4.93	2.63
	P2	2.2	4.23	0.71	5.05	0.16	4.23	0.71	5.05	0.16
3	C3	6	3.59	4.90	5.02	0.79	3.59	4.91	5.02	0.76
	T3	4.7	3.59	2.98	5.02	0.71	3.59	2.96	5.02	0.68
	P3	2.2	3.60	0.06	5.02	0.04	3.60	0.06	5.02	0.04
4	T4	4.7	4.65	0.09	5.04	2.29	4.65	0.10	5.04	2.29
	P4	2.2	---	0.00	---	0.00	---	0.00	---	0.00
Máximo			3.61	5.03	4.93	2.69	3.61	5.03	4.93	2.63
Pontos			C1		T2		C1		T2	

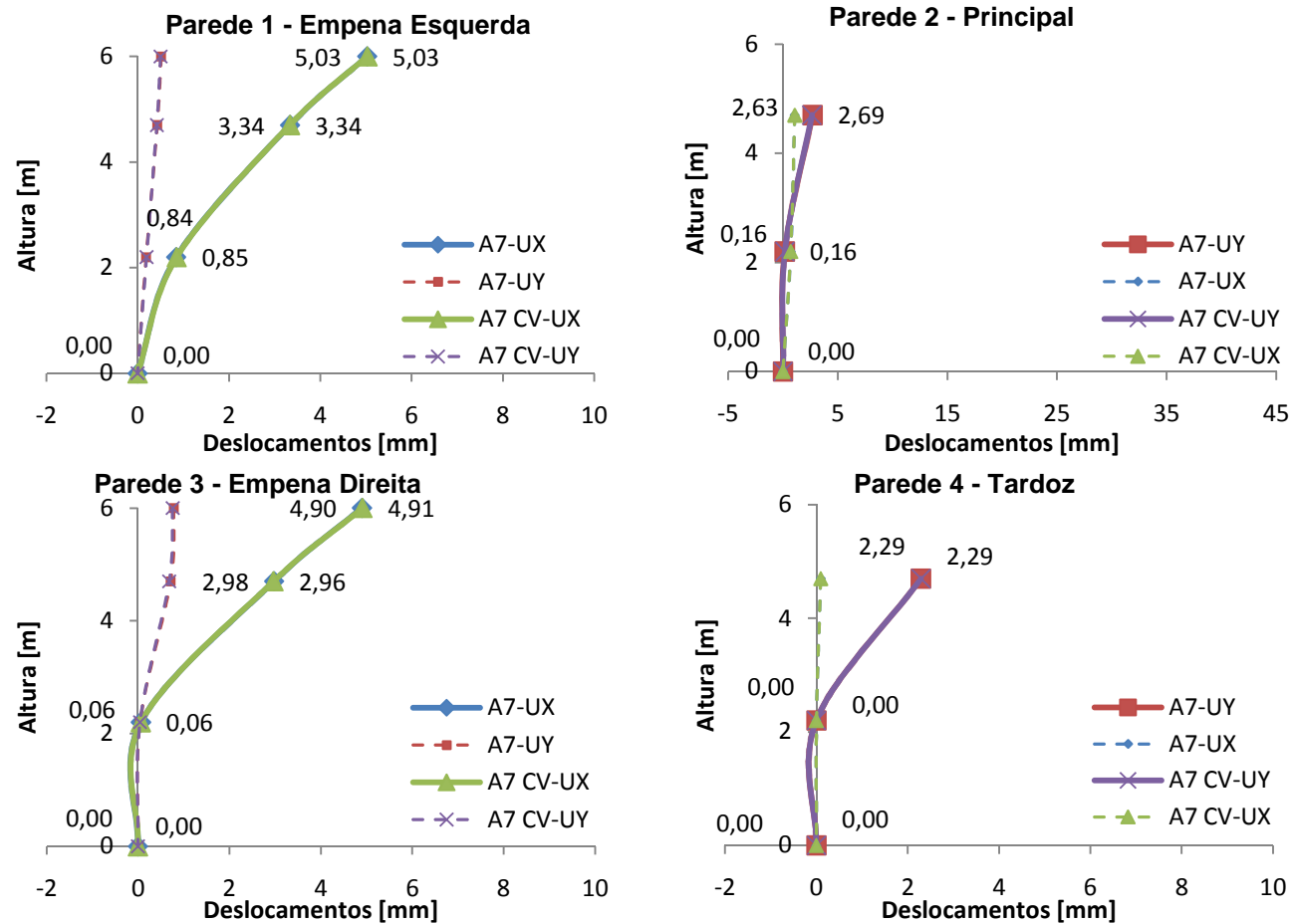


Figura 4.101 - Perfis de Deslocamentos para a A7 (CV)

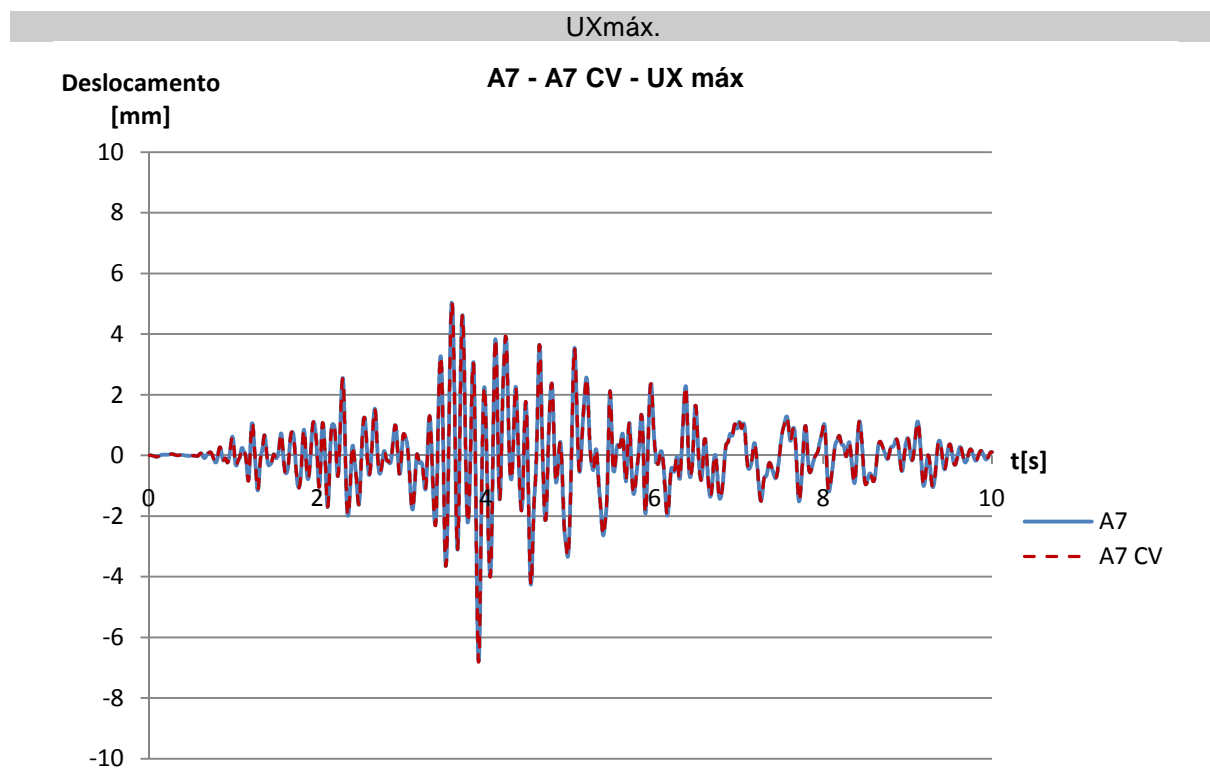


Figura 4.102 - Mapa de deslocamentos máximos em UX para a A7 e A7 CV [P.N. C1].

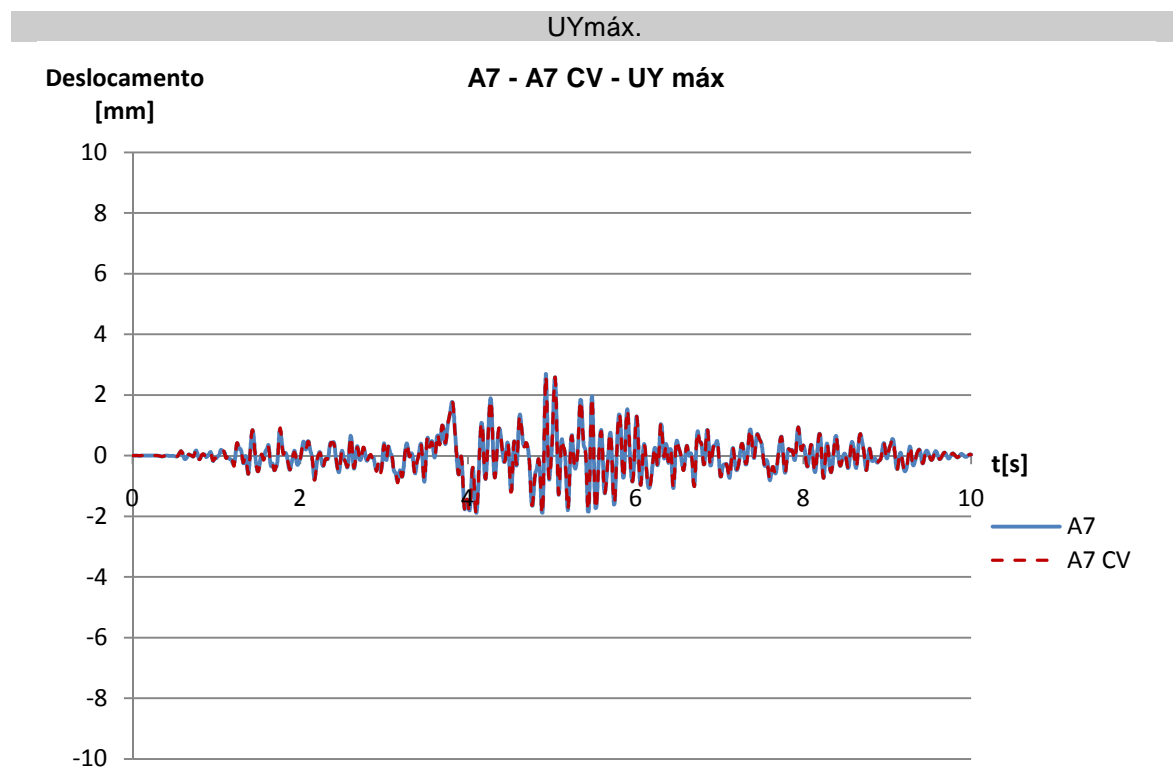


Figura 4.103 - Mapa de deslocamentos Máximos em UY para a A7 e A7 CV [P.N. T2]

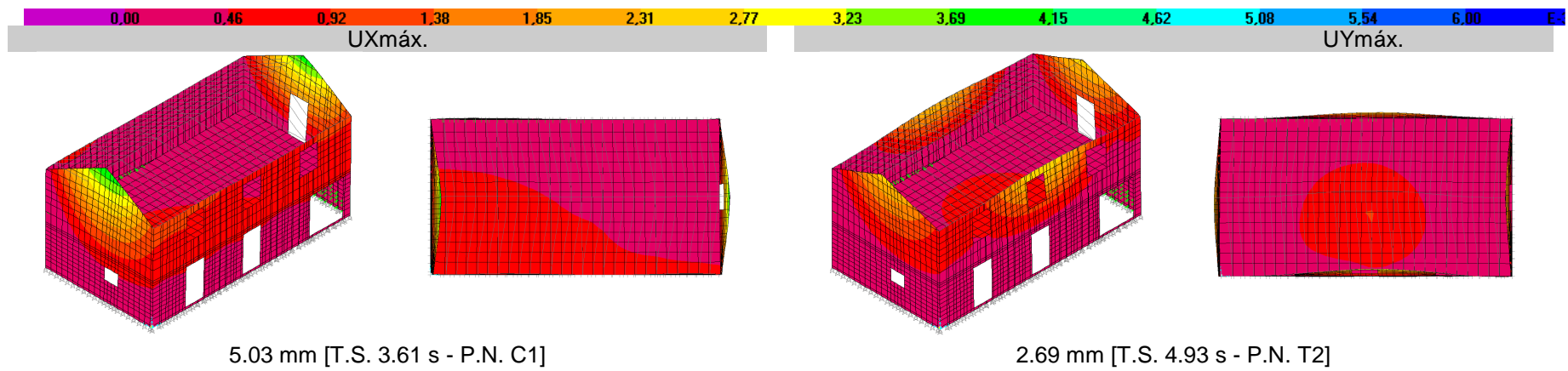


Figura 4.104 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A7.

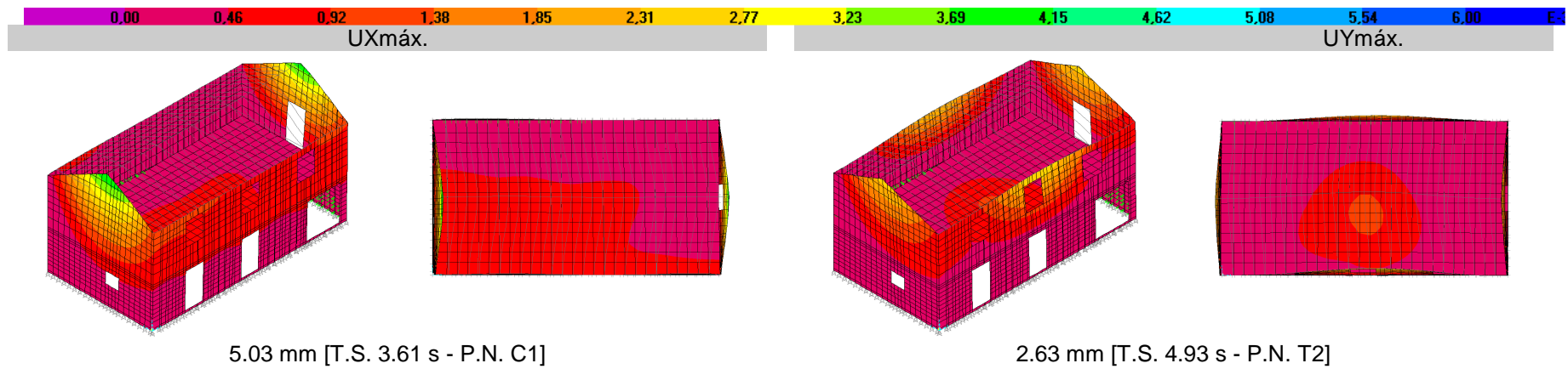


Figura 4.105 - Mapa de deslocamentos máximos em UX e UY para a A7 CV.

4.10.1.6. A7 CV - Tensões

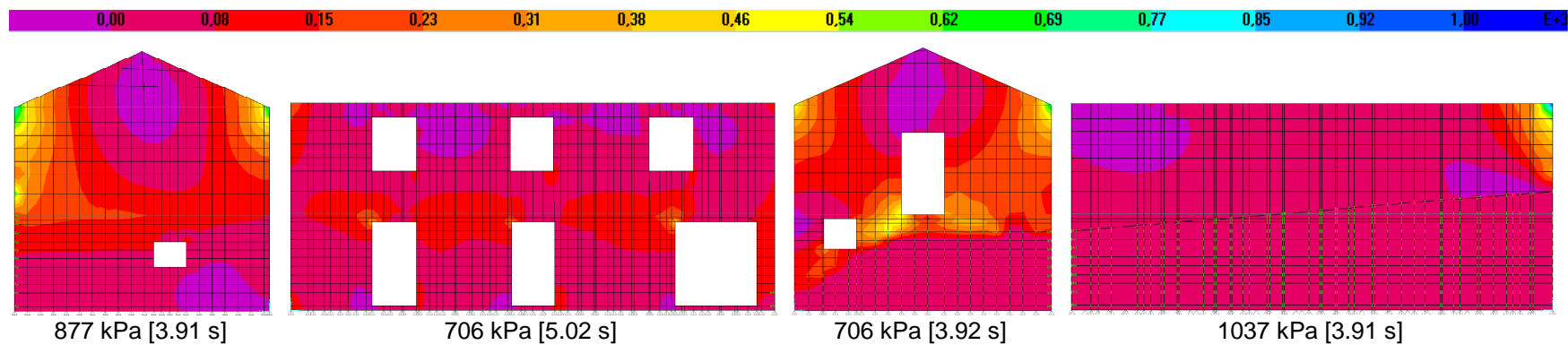


Figura 4.106 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A7.

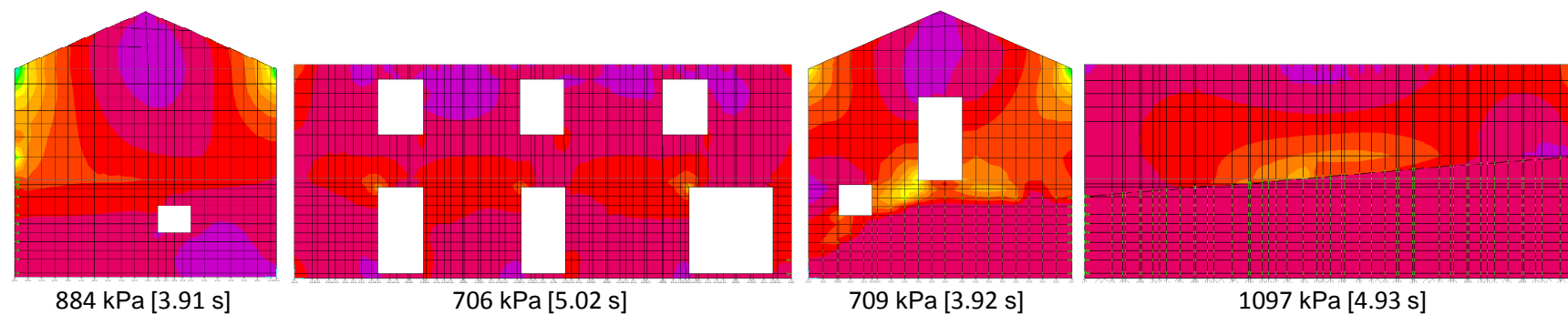


Figura 4.107 - Mapa de tensões principais máximas de tracção - A7 CV.

Não se registam variações significativas nas tensões principais máximas de tracção.

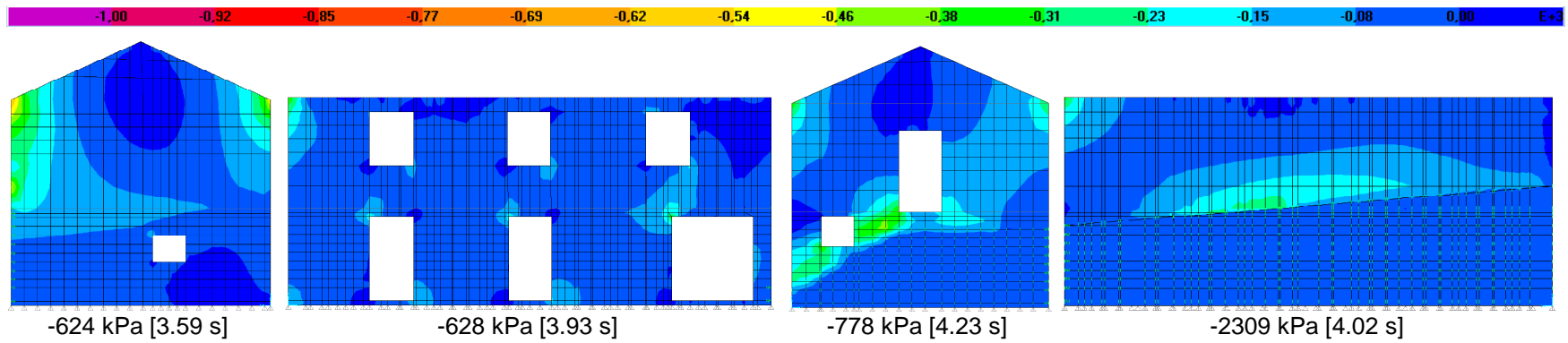


Figura 4.108 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A7.

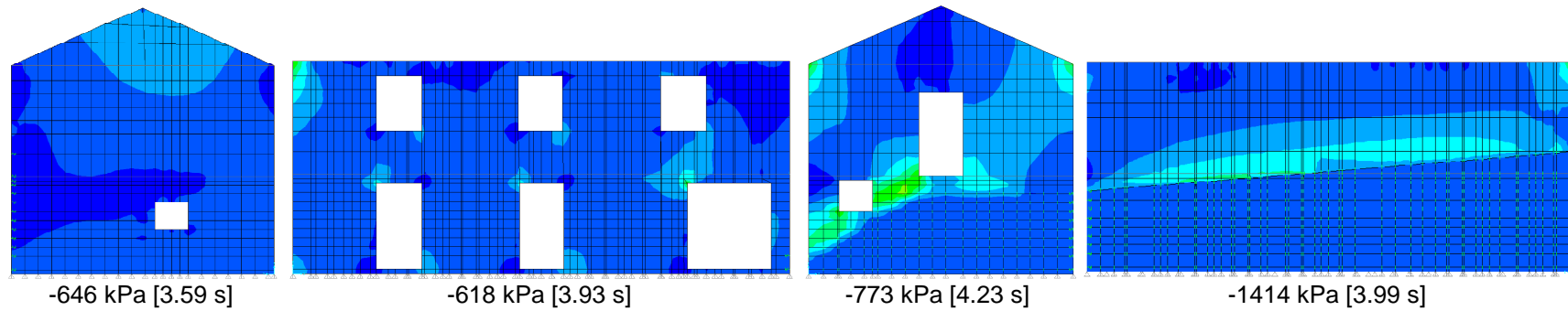


Figura 4.109 - Mapa de tensões principais máximas de compressão - A7 CV.

Nem nas tensões principais máximas de compressão se registam variações relevantes.

5

AVALIAÇÃO DA CARGA DE COLAPSO NO CENÁRIO A1

5.1. ANÁLISE FORA DO PLANO POR ESTADO LIMITE ÚLTIMO - DERRUBE

Mediante o anteriormente referido sobre análises de mecanismos de colapso através de métodos de análises limite estáticos equivalentes apresenta-se neste capítulo a forma de cálculo e os mecanismos de colapso fora do plano das paredes de empenas (P1 e P3) e fachada principal (P2) que demonstram ser os mais prováveis para a análise de calibração A1 - casa como foi encontrada, após o sismo.

Não se apresenta qualquer geometria para mecanismos de rotura na parede tardo (P4), uma vez que qualquer mecanismo seguidamente apresentado para as restantes paredes tem maior probabilidade de ocorrência que qualquer configuração de colapso que se esboce para essa.

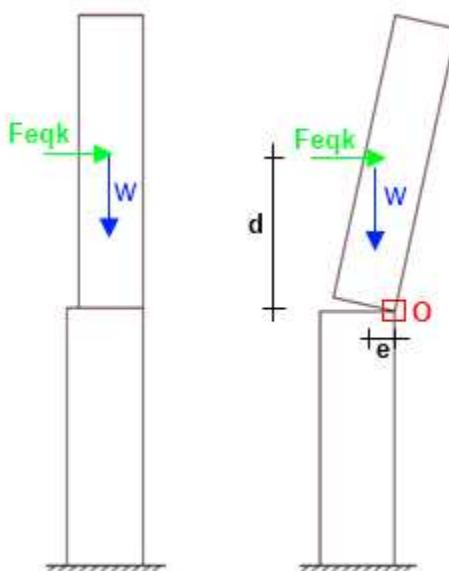


Figura 5.1 - Identificação de mecanismo de colapso.

A partir da Figura 5.1 é possível estimar a força máxima admissível F_{eqk} , que actua no centro de gravidade do bloco instável, partindo de uma análise limite em que a condição de forças define o equilíbrio do sistema. Admite-se nula a resistência à tracção das juntas (a junta é seca, porém mesmo que tivesse argamassa dever-se-ia considerar nula a resistência à tracção).

Assim, a equação de equilíbrio limite do bloco vem dada pela Equação (5.1)

$$M_0 = F_{eqk} \cdot d - w \cdot e = 0 \quad (5.1)$$

Desta forma, e sabendo que para o instante na iminência do derrube a excentricidade é metade da espessura, a força máxima admissível F_{eqk} vem:

$$F_{eqk} = \frac{w \cdot \frac{t}{2}}{d} \quad (5.2)$$

em que:

d - distância do centro de gravidade do bloco instável ao ponto de rotação;

w - peso do bloco instável;

t - espessura.

O factor de aceleração crítica α é dado por:

$$\alpha = \frac{F_{eqk}}{w} \quad (5.3)$$

Assim, para um $\alpha > PGA$ do sismo verificar-se-á a segurança. Contudo se $\alpha < PGA$ activa-se o mecanismo.

A partir dos mapas de deslocamentos máximos das paredes de empena (P1 e P3) e da parede de fachada (P2), foram determinados esquematizados os mecanismos de colapso (Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4) e determinada a carga crítica de colapso através da equação anteriormente referida.

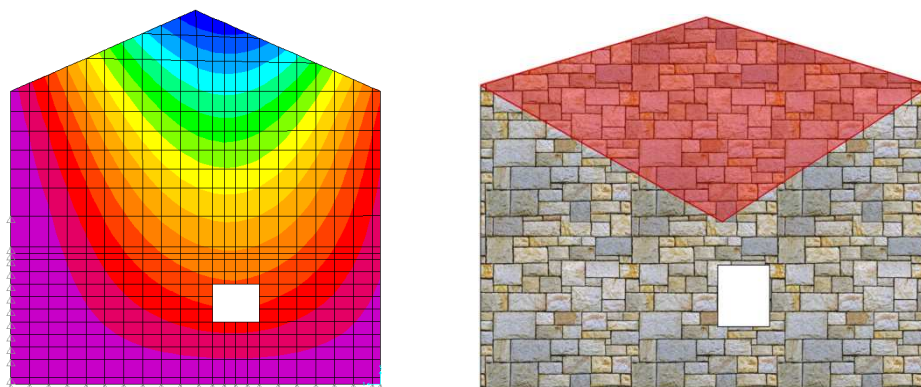


Figura 5.2 - Identificação do mecanismo de colapso da parede de empena esquerda - P1.

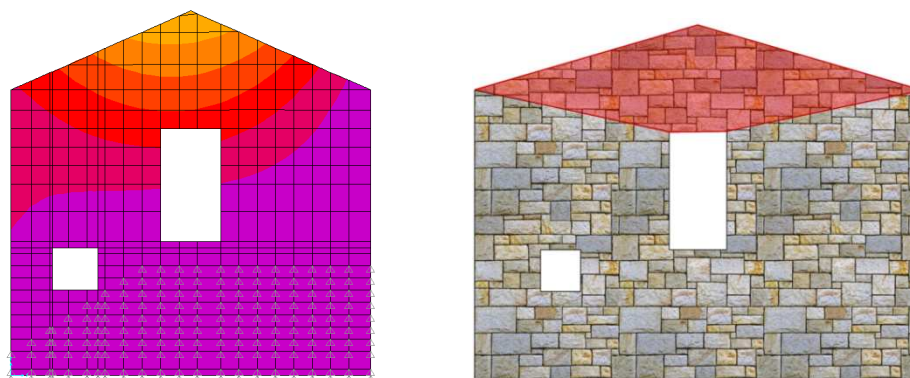


Figura 5.3 - Identificação do mecanismo de colapso da parede de empena direita - P3.

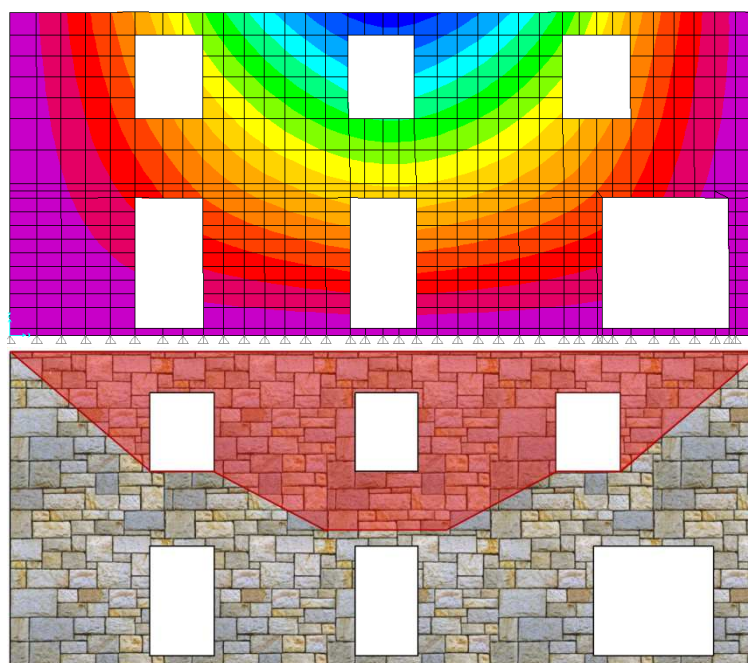


Figura 5.4 - Identificação do mecanismo de colapso da parede de fachada - P2.

Determinaram-se os centros de gravidade dos blocos, todos com espessura igual 0,55m, a respectiva área e volume que, multiplicado pelo peso volúmico da alvenaria conduz ao peso (W) de cada bloco.

Desta forma obtiveram-se os resultados incluídos no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Resultados da análise limite de colapso para mecanismos fora do plano.

	d	t	w	F_{eqk}	α	PGA, máx adm.	PGA	Resultado
	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[g]	[m/s ²]	[m/s ²]	
P1	1.77	0.55	96.21	14.98	0.156	1.53	3.58	Derrube pelo mecanismo
P2	1.50	0.55	215.44	39.54	0.184	1.80	3.91	Derrube pelo mecanismo
P3	2.20	0.55	57.94	7.25	0.125	1.23	3.58	Derrube pelo mecanismo

Conforme se verifica pelo Quadro 5.1 todos os mecanismos de colapso seriam activos se a casa não tivesse sido reforçada após o sismo de 1999 e tivesse ocorrido um outro com as mesmas acelerações máximas.

Com efeito, tais mecanismos estiveram na iminência de serem activados nas empenas (P1 e P3), mesmo com a cobertura e piso (A2), sendo a formação destes visível através da Figura 5.5 e Figura 5.6.



Figura 5.5 - Mecanismo de colapso fora do plano: Parede 1 - Empena Esquerda.



Figura 5.6 - Mecanismo de colapso fora do plano Parede 3 - Empena Direita.

Pode observar-se na Figura 5.7 o comportamento dos cunhais de ligação da parede de empena esquerda (P1) com as paredes de fachada e tardo, onde se verifica que o bom imbricamento da alvenaria contrariou o destacamento da empena esquerda (P1).



Figura 5.7 - Pormenor de comportamento dos cunhais de ligação da parede de empena esquerda (P1) com as paredes de fachada e tardo (P2 e P4).

O mecanismo da parede de fachada (P2) não foi perceptível nas fotografias, porém pela configuração da fachada e pela análise dos deslocamentos e das tensões este mostra-se o mais provável.

5.2. DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este tipo de análise é da grande utilidade e importância pois permite avaliar directamente o risco de activação dos mecanismos para um dado sismo com um dado PGA.

Com efeito, não obstante o facto de esta análise ter em conta apenas as paredes de alvenaria, verifica-se que o imbricamento da alvenaria restringiu o colapso das paredes, aquando da activação dos mecanismos.

Conforme os resultados obtidos, apesar do bom imbricamento da alvenaria, todos os mecanismos teriam sido activos se a casa se mantivesse como ficou após o sismo e ocorresse um outro com as mesmas acelerações máximas.

Seria importante fazer esta análise para o cenário A2, tendo em conta a influência da cobertura e do pavimento para ser possível tirar conclusões sobre a real exposição sísmica a que a casa esteve sujeita.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização deste trabalho, torna-se impreterível efectuar uma visão geral comparativa dos cenários avaliados, de forma a verificar os aspectos mais relevantes e, por conseguinte, ser possível indagar as respectivas conclusões.

O território Açoriano enfrenta periodicamente registos sísmicos relevantes face à sua localização e enquadramento geotécnico, verificando-se uma actividade sísmica regular e por vezes com intensidades sísmicas relevantes.

Assim, o parque habitacional dos Açores tem necessitado de uma regular intervenção em obras de reabilitação estrutural, procurando-se reforçar as estruturas de tal forma que os efeitos de outros sismos sejam minimizados tanto quanto possível.

É neste contexto que se insere o presente trabalho, procurando avaliar possíveis cenários de reforço, para que no futuro sejam aplicadas técnicas sustentadas e que nos transmitam maior confiança quanto ao seu comportamento.

A avaliação numérica centrou-se numa casa típica dos Açores que foi sujeita ao sismo de 09 de Julho de 1998, procurando comparar os efeitos dos vários cenários de reforço quanto ao seu desempenho dinâmico.

Para tal, recorrendo a um programa de cálculo estrutural SAP2000 e com base nos registos de ensaios *in situ* ajustaram-se as propriedades mecânicas da alvenaria em fase de calibração. Posteriormente, efectuaram-se análises elásticas com características lineares e não lineares: lineares nas paredes (elementos de casca) e não lineares nas ligações da cobertura e pavimento às paredes, bem como na interacção da estrutura com o terreno envolvente.

A acção foi registada na ilha do Faial no Observatório Príncipe do Mónaco, tendo sido decomposta nas direcções principais da estrutura em análise para ser aplicada ao modelo.

Os vários tipos de reforços tiveram por objectivo evitar que as paredes funcionem individualmente, procurando garantir a que a casa tenha um comportamento semelhante a uma caixa “box building”. Neste contexto, procurou-se avaliar a influência do pavimento e da cobertura no comportamento global da estrutura, comparando diferentes situações como por exemplo o tipo de comportamento do pavimento (ortotrópico ou isotrópico) e analisando as vantagens entre ligações eficientes (rígidas) face às que funcionam apenas unilateralmente

Com os sucessivos melhoramentos de reforço, verifica-se a diminuição das tensões máximas, tanto de tracção como de compressão. Para estas últimas a diminuição nas paredes de empenas (P1 e P3) e fachada principal (P2) foi acompanhada de um agravamento da parede de tardoz (P4) que, conforme referido, sendo a parede mais resistente e aumentando a rigidez do conjunto, atraiu maiores tensões. Como são tensões de compressão, e em face da grandeza dos valores obtidos, tais agravamentos não irão constituir problema pois estão na gama de valores aceitáveis para este material (Quadro 6.1).

Quadro 6.1 - Resumo de cenários: tensões principais máximas, drift total e drift entre pisos.

		TENSÕES MÁXIMAS [MPa]								DRIFT TOTAL [mm]				DRIFT ENTRE PISOS [mm]			
		SMÁX				SMIN				FORA DO PLANO				FORA DO PLANO			
		P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4	P1	P2	P3	P4
A1	Após sismo - calibração	1063	2140	1134	847	-1126	-2124	-1014	-914	8.45	40.80	5.43	1.51	3.35	20.96	3.33	1.51
A2	Antes sismo (sem linha)	1070	514	670	1167	-1010	-1246	-721	-853	6.97	4.37	6.64	1.71	2.96	4.19	3.70	1.71
A3	Antes sismo (com linha)	1149	602	658	1391	-989	-827	-738	-983	6.72	2.91	6.13	2.55	2.81	2.75	3.38	2.55
A4	Após sismo - cobertura com ligações rígidas; - sem pavimento;	1153	557	886	1110	-930	-865	-727	-1286	5.95	3.77	5.76	3.15	2.39	3.77	3.45	3.15
A5	Após sismo - cobertura com ligações rígidas; - pavimento - ortotrópico; - ligações rígidas;	1170	541	785	1199	-928	-869	-775	-1114	6.07	2.67	5.79	2.40	2.52	2.52	3.38	2.40
A6	Após sismo - cobertura com ligações rígidas; - pavimento com ligações rígidas - ortotrópico;	1009	854	789	1188	-848	-684	-774	-1456	5.81	2.66	5.70	2.30	2.54	2.50	3.39	2.30
A7	Após sismo - cobertura com ligações rígidas; - pavimento com ligações rígidas - isotrópico;	877	706	706	1037	-624	-628	-778	-2309	5.03	2.69	4.90	2.29	2.49	2.53	2.91	2.29
Mínimo		877	514	658	847	624	628	721	853	5.03	2.66	4.90	1.51	2.39	2.50	2.91	1.51
Máximo		1170	2140	1134	1391	1126	2124	1014	2309	8.45	40.80	6.64	3.15	3.35	20.96	3.70	3.15
A2-A3 [%]		+7	+17	-2	+19	-2	-34	+2	+15	-3	-33	-8	+49	-5	-34	-9	+49
A2-A5 [%]		+9	+5	17	+3	-8	-30	+7	+31	-13	-39	-13	+40	-15	-40	-9	+40
A2-A6 [%]		-6	+66	+18	+2	-16	-45	+7	+71	-17	-39	-14	+35	-14	-40	-8	+35
A2-A7 [%]		-18	+37	+5	-11	-38	-50	+8	+171	-28	-39	-26	+34	-16	-40	-21	+34

Os deslocamentos fora do plano com os reforços foram diminuindo substancialmente, conforme se demonstra nas figuras seguintes e ainda o Quadro 6.1. Quanto aos deslocamentos no plano de cada parede estes diminuiram em consequência dos progressos fora do plano.

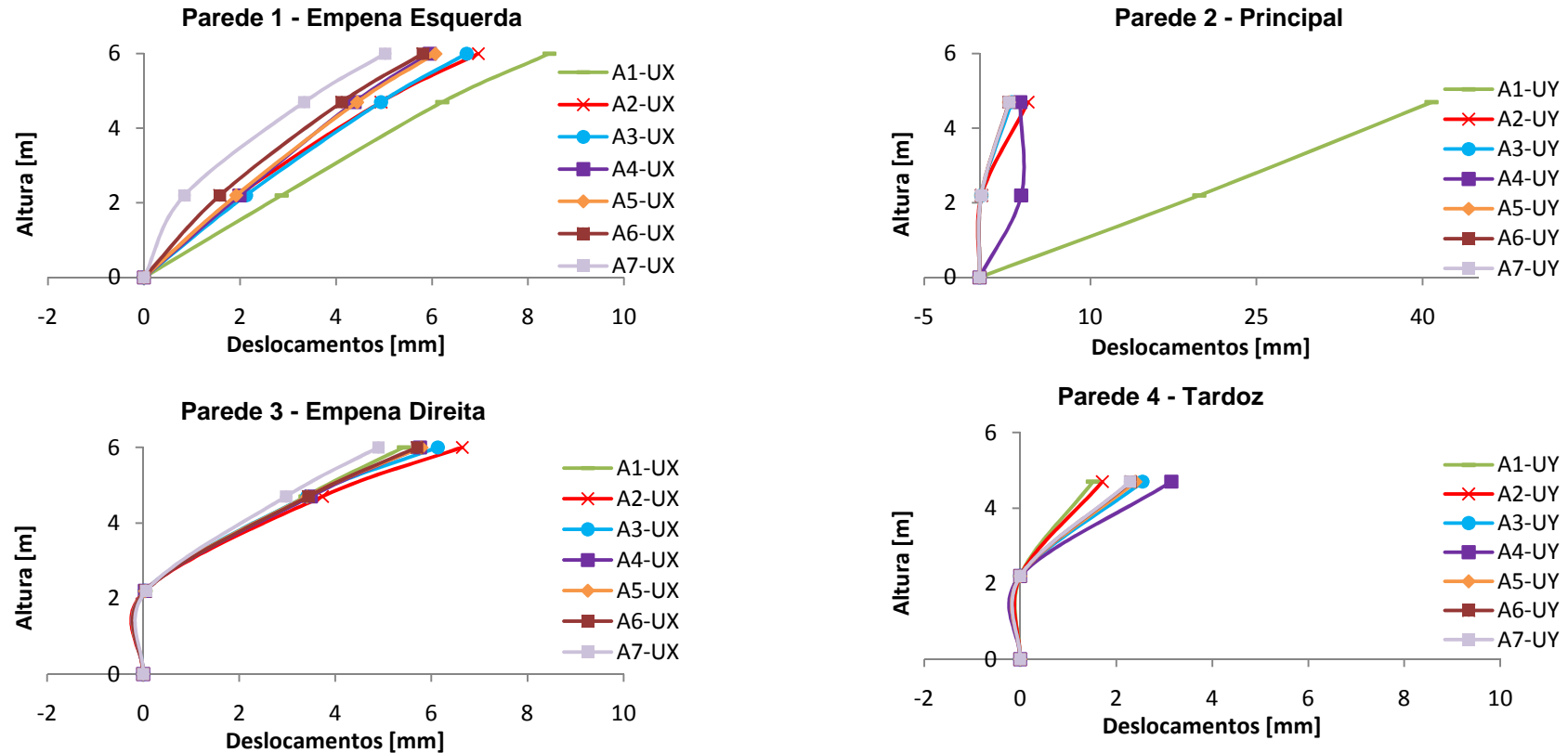


Figura 6.1 -Deslocamentos fora do plano das paredes.

Conforme se verifica, de entre os cenários avaliados, o A7 é irrefutavelmente a melhor solução. Na parede 4 não apresenta os melhores resultados, porém a ordem de grandeza não é preocupante e para melhorar as paredes mais frágeis tem que se agravar a mais resistente. Assim, o reforço das ligações ao nível do piso e cobertura, aliado ao reforço do pavimento promove a solução mais eficiente com melhores resultados.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No seguimento do âmbito deste trabalho, que consistiu na avaliação numérica de cenários de reforço sísmicos numa habitação da ilha do Faial que foi exposta ao sismo de 9 de Julho de 1998, foram verificados aspectos que poderão ser desenvolvidos em futuros estudos.

Durante o processo de calibração da estrutura verificou-se que seria proveitoso a definição de um processo de calibração de modelos numéricos metódico para a diminuição dos erros entre os parâmetros experimentais e numéricos.

Poder-se-á também fazer um enquadramento regulamentar dos resultados obtidos, um cenário sísmico regulamentar, verificando se a solicitação regulamentar é mais ou menos gravosa que a solicitação real a que a casa foi exposta.

A definição da acção sísmica também poderia ser mais realista, tendo em conta um coeficiente de agravamento em relação ao local onde foram lidos os registos sísmicos, dado a diferença de magnitudes sentida e, por outro lado, atender a que esse local pode ter estado sujeito a maiores amplitudes devido ao tipo de solo.

O passo seguinte a este tipo de estudos seria incorporar análises não lineares que tenham em conta a não linearidade da alvenaria, o que permitiria avaliar mais objectivamente os mecanismos de colapso.

Quanto às análises limite de colapso, incorporando a contribuição da cobertura e do pavimento, ou seja, avaliando o cenário real antes do sismo, as acelerações limite admissíveis seriam maiores, permitindo avaliar os mecanismos de rotura a que a casa esteve sujeita e estimar o grau de risco a que as paredes estiveram sujeitas através da comparação destes resultados com o PGA realmente verificado.

Conforme já mencionado a especificidade deste caso de estudo não invalida a analogia a outros casos semelhantes, uma vez que se trata de uma estrutura tradicional comum em todo o Mundo. Poder-se-á com um estudo idêntico avaliar outras zonas de risco sísmico considerável com possíveis cenários de reforço distintos, para averiguar os benefícios de outro tipo de abordagens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, C., Guedes, J., A., A., & Costa, A. G. (2010). Caracterização de alvenarias da cidade do Porto. *Congresso PATRIMÓNIO 2010 - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal*.
- Appleton, J. (Março de 1993). Tecnologias de intervenção em edifícios antigos. Consolidação de estruturas. Contribuição para um curso de introdução à reabilitação urbana. CCRLVT, Lisboa.
- Augusti, G.; Benedetti, D. & Corsanego, A. (1985). Investigations on seismic vulnerability and seismic risk in Italy, Structural Safety and Reliability: Proceedings of ICOSSAR '85, The 4th International Conference on Structural Safety and Reliability. *Conference code 10768*.
- Benedetti, D., Benzoni, G., & Parisi, M. (1988). Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 27.
- Bernardini. (1999). A qualitative and quantitative measures in seismic damage assessment and forecasting of masonry buildings, in *Seismic Damage to Masonry Buildings*, Balkema, Rotterdam, pp. 169–178.
- Binda, L., Baronio, G., & Modena, C. (6-9 de Junho de 1993). Strengthening of masonries by injection technique. *The Sixth North American Masonry Conference*. Filadélfia Pensilvânia.
- Binda, L., Modena, C., & Valluzzi, M. (September 23-24, de 1999). Bed joints reinforcement in historic strutures. *CIB W23 - Wall Structures, 36th Comission Meeting, Porto, Portugal*.
- Caetano, E. (2002). Identificação Experimental de Parâmetros Dinâmicos em Sistemas Estruturais.
- Carocci, C. (Novembro de 2001). Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas. *Historical Constructions 2001: Possibilities of numerical and experimental techniques*. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9.
- Carocci, C. (2010). Small contres damaged by 2009 L'Aquila Earthquake Methodology for analysis of historical masonry buildings. *Congresso do Património 2010*. Department ASTRA, Faculty of Architecture, Syracuse, University oh Catania, Italy.
- Carvalho, E. & Oliveira, C. (1997). Construção Anti-Sísmica: Edifícios de Pequeno Porte. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 4ª edição.
- CEN. (2002b). *Eurocódigo 1 - Acções sobre as Estruturas*.
- CEN. (2002a). *Eurocódigo 0 - Bases de Projecto*.
- Coburn, A. & Spence, R. (1992). *Earthquake Protection*, Wiley and Sons. New York.
- Coelho, E. (2003). 3º Encore, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. *Reabilitação Sísmica de Estruturas de Edifícios*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil - (LNEC). vol. 2.
- Corsanego, A., Del Grosso, A., & Stura, D. (1986). Seismic vulnerability assessment for buildings: A critical review of current methodologies, Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.
- Cosenza, E., Manfredi, G., Polese, M., & Verderame, G. (2005). A multi-level approach to the capacity assessment of existing RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Nº 1.

- Costa, A. A. (2010). Avaliação do comportamento fora-do-plano de paredes de alvenaria. *Património 2010*, (p. 14). Porto.
- Costa, A. A. (2007). Experimental Testing of Lateral Capacity of Masonry Piers. An Application to Seismic Assessment of AAC Masonry Buildings. *Dissertation for the Master Degree in EARTHQUAKE ENGINEERING*.
- Costa, A. A., A. Costa, A. A., Varum, H., Guedes, J., Vicente, R., Romão, X., et al. (2009). O Comportamento das Estruturas de Alvenaria. *Sismo de L'Aquila - Ensinaamentos para Portugal - A missão da FEUP/DEC-UA*.
- Costa, A. G. (Maio de 1989). Análise Sísmica de Estruturas Irregulares. Universidade do porto, Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil.
- Costa, A. G. (Setembro de 1999). ISBN 972-98312-0-3, Ensaios de Caracterização de Alvenaria Tradicionais. *Trabalhos Científicos*. M.M. – Trabalhos de Engenharia Civil, Lda.,
- CSI Berkeley. (2010). Obtido de <http://www.csiberkeley.com/>
- D'Ayala, D. & Speranza, E. (2002). An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper No. 561.
- D'Ayala, D. & Speranza, E. (Agosto de 2003). Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings. *Earthquake Spectra, Volume 19, No. 3, pp. 479–509*.
- D'Ayala, D. & Speranza, E. (2003). Earthquake Spectra, Vol. 19, Nº 3. *Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings* (pp. 479-509). Earthquake Engineering Research Institute.
- D'Ayala, D. (1999). Correlation of seismic vulnerability and damages between classes of buildings: Churches and houses, in Seismic Damage to Masonry Buildings, Balkema, Rotterdam, pp. 41–58.
- D'Ayala, D. (30 de Julho de 2003-b). Seismic vulnerability and strengthening of historic building, in Fener and Balat Districts, Istanbul. *Rehabilitation of Fener and Balat Districts*.
- D'Ayala, D., Spence, R., Oliveira, C. S., & Pomonis, A. (1997). Earthquake loss estimation for Europe's historic town centers, *Earthquake Spectra, Special Issue on Earthquake Loss Estimation* 13 (4), 773–793.
- D'Ayala, D. (2003-a). A summary of the report Seismic vulnerability of historic buildings in Lalitpur, Nepal. *Earthquake Hazard Centre Newsletter*, 7 (1).
- Definição de embasamento. (s.d.). Obtido em 02 de Setembro de 2010, de Dicionário Online Português: <http://www.dicio.com.br/embasamento/>
- Delgado, R. & Arêde, A. (2009-2010). Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica. *Apontamentos da Disciplina, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia*.
- Delgado, R. & Lopes, M. (2008). Breve referência à história da engenharia sísmica. Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios. (1ª edição)*. Lisboa: Edições Orion.
- Farinha, J., Reis, A., & Farinha, M. (2008). Tabelas Técnicas - Edição 2008. Edições Técnicas, Lda.

- Ferreira, A. (Julho de 2003). Causas e classificações de patologias em paredes de alvenaria de pedra. *Construlink Press*.
- Ferreira, A. (2005). Geodinâmica e perigosidade natural nas Ilhas dos Açores. *Finisterra*, XL, 70, pp. 103-120. http://www.ceg.ul.pt/finisterra/numeros/2005-79/79_09.pdf.
- Ferreira, T. (2009). Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada de edifícios em alvenaria. *Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro*.
- Ganz, H. (1990). Post-tensioned masonry structures. VSL Report Series, 2, VSL International, Berne, Switzerland.
- Giuffrè, A. (2003). Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia. Laterza.
- Google Earth. (2010).
- Grünthal, G. (1998). European Macroseismic Scale. *Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15*. Luxemburgo.
- Hamid, A., Mahmoud, A., & Sherif, E. (July de 1994). Strengthening and repair of masonry structures: state of the art. *10th International brick and block masonry conference, Calgary, Canada, University of Calgary*, 5-7.
- Hill, P. & David, J. (1995). Practical Stone Masonry. Donhead, London.
- INE. (2001). Recenseamento da população e da habitação. *Censos 2001*. Lisboa: Instituto Nacional de Estatística.
- Infopédia. (2010). Obtido em 23 de Julho de 2010, de Enciclopédia e Dicionários Porto Editora: <http://www.infopedia.pt/lingua-portuguesa-ao/guarda-pó>
- Instituto de Meteorologia, IP Portugal. (s.d.). Obtido em Maio de 2010, de Enciclopédia meteo.pt, Medidas em Caso de Sismo: <http://www.meteo.pt/pt/enciclopedia/sismologia/caso.sismo/index.html>
- IRIS, I. R. (2009). Education and Outreach Series No. 2. *Why Do Earthquakes Happen?*
- jpalma. (16 de Fevereiro de 2007). *Enciclopédia*. Obtido de http://www.encyclopedia.com.pt/articles.php?article_id=502
- Lamas, B. (2003). Manual de Restauro e Recuperação/Guia do Construtor, Zona antiga da Cidade da Horta. Edição da Câmara Municipal da Horta.
- Lança, P. (2010). Processos de Construção - Paredes. *Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Beja*.
- Martins, N. (2009). Análise de Soluções de Reforço Usadas na Reabilitação da Ilha do Faial. *Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro*.
- Mascarenhas, J. (2003). Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal. *Sistemas de Construção. - III - Paredes e Materiais Básicos*. Lisboa: Livros Horizonte.
- MATLAB and Simulink for Technical Computing. (s.d.). Obtido em Setembro de 2010, de MathWorks: <http://www.mathworks.com/>
- Mendes-Víctor, L.; Oliveira, C.; Azevedo, J.; Ribeiro, A. (2009). The 1755 Lisbon earthquake: revisited. *Geotechnical, Geological and earthquake engineering*. Springer.

- Neves, A. (1988). Análise de Placas e Cascas em Regime Elastoplástico aplicando a programação matemática. *Dissertação de Doutoramento, Universidade do porto, Faculdade de Engenharia*.
- Neves, F. (2008). Avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque habitacional da ilha do Faial. *Tese de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade de Aveiro*.
- Neves, N. (2004). Identificação dinâmica e análise do comportamento sísmico de um quarteirão localizado na cidade da Horta - Ilha do Faial. *Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia*.
- NP EN 1998-1. (2009). *Norma Portuguesa - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos*. CT 115 (LNEC) - IPQ.
- Nunes, J. (2010). A Actividade Vulcânica na Ilha do pico do Plistocénico Superior ao Holocénico: Mecanismo Eruptivo e Hazard Vulcânico. *Tese de Doutoramento, Universidade dos Açores, Departamento de Geociências*.
- Nunes, J., Forjaz, V., & Oliveira, C. (2007). Catálogo Sísmico da Região dos Açores. *Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de sismologia e Engenharia Sísmica*.
- Oliveira, C. (12 de 01 de 2005). Os Sismos e as Construções. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura e Instituto da Engenharia de Estruturas, Território e Construção, Instituto Superior Técnico.
- Oliveira, C., Costa, A. G., & Nunes, J. (2008). *Sismo 1998 - Açores: uma década depois*. Governo dos Açores, SPRHI, S.A.
- Panorâmio. (2010). Obtido em 01 de Setembro de 2010, de Casa Típica Açores: <http://www.panoramio.com/photo/18747786>
- Parker, B. (06 de Setembro de 2010). *Terremoto na Nova Zelândia afetou 100 mil casas em apenas uma cidade*. Obtido em 11 de Setembro de 2010, de O Globo: <http://oglobo.globo.com/mundo/mat/2010/09/06/terremoto-na-nova-zelandia-afetou-100-mil-casas-em- apenas-uma-cidade-917570657.asp>
- Penazzi, D., Valluzzi, M., Saisi, A., Binda, L., & Modena, C. (2001). Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic areas, in Archi 2000. *ICOMOS*. Paris, França.
- Pinho, F. (2000). Paredes de Edifícios Antigos em Portugal. Lisboa, Portugal: LNEC.
- Público, C. F. (2005). O grande terramoto de Lisboa - Vol. 1 Descrições. Flad e Público.
- Ranka, A., Gopal, A., & Jee, R. (2009). Seismic Vulnerability of existing buildings. *Earthquake resistant building design seminar*.
- Rondelet, J. (1802). *Traité théorique et pratique de l'art du batir*. Paris, França.
- Roque, J. & Lourenço, P. (2003). Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria. *Structural Rehabilitation of Old Masonry Walls*. LNEC.
- Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*, Imperial College Press.
- Valluzzi, M. (2000). Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce. Università di Padova, Italy.

Vicente, R. (2008). Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana. *Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra*, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil .

Vicente, R., Silva, J., & Varum, H. (2005). Seismic vulnerability assessment of buildings in the old city centre of Coimbra. *Proceedings of the International Conference 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake*. Lisboa, Portugal.

Web Help Beta. (2010). Obtido de Ajuda do SolidWorks - Amortecimento de Rayleigh: http://help.solidworks.com/2010/portuguese-brazilian/SolidWorks/cworks/LegacyHelp/Simulation/AnalysisBackground/Dynamic_Analysis/Rayleigh_Damping.htm

Wikipedia. (9 de Junho de 2010). Obtido em 30 de Julho de 2010, de http://pt.wikipedia.org/wiki/L%C3%B3gica_difusa

ANEXOS

- Anexo 1:** Sismos no Mundo e suas consequências Adapt,(IRIS, 2009);
- Anexo 2:** Formulário electrónico usado para avaliação em Fener e Balat - (D'Ayala, D., 2003-b);
- Anexo 3:** Frequências e modos de vibração das várias análises;

Sismos no Mundo e suas consequências Adapt. (IRIS, 2009)

N,º	Sismo	Mag.	Efeitos	Destruição
1	Chile - Fevereiro, 2010	8,8	O terramoto foi tão poderoso que conseguiu reduzir a duração do dia em 1,26 micro segundos e alterou os valores do eixo da Terra em 8cm ou 2,7 milissegundos,	521 vítimas mortais; 56 desaparecidos,
2	Haiti - Janeiro, 2010	7,0	Sem registo,	222 570 mortos; 300 000 feridos; 1,3 milhões desalojados; 97 294 casas destruídas; 188 383 danificadas (Port-au-Prince e na maior parte do sul do Haiti).
3	Sumatra - Setembro, 2009	7,5	Deslizamentos de terras,	1 117 mortos; 1 214 feridos; 181 665 edifícios destruídos ou danificados; ~451 000 pessoas deslocadas (Padang-Pariaman),
4	China - Maio, 2008	7,9	5 360 000 edifícios desmoronaram; + 21 000 mil edifícios ficaram danificados em Sichuan,	69 195 mortos; 374 177 feridos; 18 392 desaparecidos (Chengdu-Lixian-Guangyuan)

N,º	Sismo	Mag.	Efeitos	Destruição
5	Indonésia - Maio, 2006	6,3	Sem registo,	Pelo menos 5 749 mortos; 38 568 feridos; +600 000 deslocados; danos estimados em 3,1 biliões de dólares,
6	Paquistão - Outubro, 2005	7,6	Deslizamento de terras; Queda de rochas levou a cortes de estradas principais por vários dias,	80 000 mortes,
7	Sumatra - Dezembro, 2004	9,3	Causou tsunami com ondas a chegarem aos 30 metros de alturas; Deslocamento vertical de cerca de 20 metros ao longo de aproximadamente 500 km da falha,	+ 200 000 mortes ou desaparecidos (12 países),
8	Sudeste Irão - Dezembro, 2003	6,6	Causada pela rotura de falha, na falha de Bam,	26 000 mortes; 30 000 feridos; 85% dos edifícios destruídos (Nahrin); 20 000 desalojados,
9	Índia - Janeiro, 2001	7,7	Ocorreu no mesmo local do sismo de 1819 e proporcionalmente teve o mesmo número de mortos, apesar da regulamentação anti-sísmica, Ocorreram fenómenos de Liquefacção,	20 000 mortos; 167 000 feridos; 600 000 desalojados,

N,º	Sismo	Mag.	Efeitos	Destruição
10	Taiwan - Setembro, 1999	7,7	Causou deslocamentos verticais de dois a três metros ao longo de 60 km da falha de Chelongpu,	2 300 mortos; 8 700 feridos; 600 000 desalojados; danos estimados em 14 biliões de dólares,
11	Turquia - Agosto, 1999	7,6	Com o abalo maior a durar 37 segundos; Deslocamentos verticais de 2,7 metros, numa extensão de 60 km,	+ 17 000 mortos; 50 000 feridos; milhares de desalojados; danos estimados entre 3 e 6,5 biliões de dólares,
12	Papua - Nova Guiné Julho, 1998	7,0	Causou tsunami com ondas a chegarem aos 10 metros de alturas,	2 183 mortos; milhares feridos; 9 500 desalojados; 500 desaparecidos,
13	Afeganistão - Tajiquistão Região Fronteira, Maio, 1998	6,6	Sem registos,	+ 4 000 mortos; milhares de feridos e desalojados,
14	Norte Irão Maio - Junho, 1997	7,3	Deslizes de terras; Sequências raras de abalos de grande duração,	1 567 mortos; 2 300 feridos; 50 000 desalojados; danos extensivos,

N,º	Sismo	Mag.	Efeitos	Destruição
15	Ilhas de Barlavento - Abril, 1997	6,7	Um dos maiores terremotos conhecidos em Trinidad e Tobago ou arredores,	Sem registo,
16	Província de S, Xinjiang, China - Julho, 1996	5,2	Testes de armas nucleares,	Sem registo,
17	Ilha Sakhalin - Maio, 1995	7,5	Sem registo,	1 989 mortos; 750 feridos,
18	Kobe, Japão - Janeiro, 1995	6,8	Superfície de falha de 9 km com deslocamento horizontal de 1,2 a 1,5 metros, Liquefacção de solos,	5 502 mortos; 36 896 feridos; 310 000 desalojados; danos severos,
19	Ilhas Kuril - Outubro 1994	8,3	“Tsunami” com ondas de 3,5 metros de altura,	10 mortos ou desaparecidos; danos extensivos ao longo das ilhas,
20	Norte Bolívia - Junho, 1994	8,2	Com ocorrência a 637 km de profundidade, é o maior terremoto conhecido, em profundidade, Primeiro terremoto ocorrido na América do Sul que foi sentido na América do Norte incluindo Canada,	Várias pessoas mortas,
21	Northridge, CA - Janeiro, 1994	6,8	Elevação máxima de 15cm nas montanhas de Santa Susana, Inúmeros deslizamentos de rochas, brechas nos terrenos e liquefacção de solos	60 mortos; 7 000 feridos; 20 000 desalojados; danos severos,

Formulário electrónico usado para avaliação em Fener e Balat - Parte 1 (D'Ayala, D., 2003-b)

INSPECTION FORM FOR THE SURVEY OF ORDINARY BUILDINGS									
Town	BALAT	form	2307	Block #	2307	Type of use	R	Date	19.06.03
Address	RENDECI SOK 2	Building #	37	%of use	1	Surveyor	BURCIN + SIBEL		
1 URBAN DATA									H
1-1	Block access and escape routes	M	1-4	Position of building within the block	C				
1-2	Shape and composition of the block	6	1-5	Connection of the façade to adjacent walls	1C				
1-3	Number of buildings in the block	35							
2 GEOMETRIC CHARACTERISTICS OF THE FACADE									H
2-1	Facade orientation	NE	2-5	Total height of the facade	13.5				
2-2	Number of storeys of the building	5	2-6	Presence of gable	<input type="checkbox"/>				
2-3	Number of storeys of the facade	5	2-7	Gable height (if present)					
2-4	Length of the facade	6.1	2-8	Additional corner in the façade	<input checked="" type="checkbox"/>				
3 GEOMETRIC CHARACTERISTICS OF OPENINGS									H
3-1	Number of openings per storey	storeys		3-3	Openings layout	disp.	n.s.		
		5	4	3	2	1	left	right	
	openings	3	4	4	3	3	R	R	
		b		h					
3-2	Estimated opening dimensions	0.8	1.5	3-6	Lintel	type	length	Material	
						I	1	S	
4 PLAN GEOMETRIC CHARACTERISTICS									M
4-1	Thickness at basis of facade wall	0.45	4-4	N. int. bearing walls // to the facade	1				
4-2	Thickness percentage on top (%)	0.6	4-5	Total length normal to the facade	9.1				
4-3	N. int. bearing walls perp. to facade	1	4-6	N. int. walls perp. to back facade					
5 STRUCTURAL CHARACTERISTICS									M
5-1	N. storeys with vaulted structures	0	5-7	Level of maintenance of masonry	1				
5-2	Horizontal structure typology	B	5-8	Connection at edges	G	left	right		
5-3	Direction of hor. Structure	P	5-9	Out of verticality	<input checked="" type="checkbox"/>				
5-4	Roof structure typology	A1	5-10	Ties/ring beams per storey in the facade					
5-5	Direction of roof	P		storey	5	4	3	2	1
5-6	Masonry type	B3		ties/ring beams	0	0	0	0	
5-6b	Mortar type	L		pegs	0	0	0	0	
				wall plates	0	0	0	0	
				timber band	0	0	0	0	0

Formulário electrónico usado para avaliação em Fener e Balat - Parte 2 (D'Ayala, D., 2003-b)

6 FURTHER VULNERABILITY ELEMENTS										H			
6-1 Presence of vertical addition				<input type="checkbox"/>		6-3 Specific weight reduction %				<input type="text"/>			
6-2 Dimensions of vertical addition				H		t		6-4 Chimney flue within the façade wall				<input type="checkbox"/>	
				<input type="text"/>		<input type="text"/>							
6-5 Roof overhanging				L		no. of struts		entity		position			
				<input type="text"/>		<input type="text"/>		<input type="text"/>		<input type="text"/>			
6-6 Settlement				<input type="text"/>		<input type="text"/>							
6-7 Jetty/ Oriel				depth		L		t		no. of storeys			
				<input type="text"/>		<input type="text"/>		<input type="text"/>		<input type="text"/>			
6-8 Presence of columns				<input type="text"/>		<input type="text"/>							
7 DAMAGE LEVEL AND MECHANISMS IDENTIFICATIONS										L			
7-1 Mechanisms identification											D. level		
Class		Type											
A		No											
B1		No											
B2		No											
C		No											
D		No											
E		No											
F		No											
G		No											
H		No											
I		<input type="checkbox"/>											
L		<input type="checkbox"/>											
Other kind of damage or failure not identified				<input type="checkbox"/>									
7-2 Crack pattern description per storey													
Horizontal cracks		No											
Vertical cracks		No											
Corner cracks		No											
Diagonal cracks		No											
Masonry failure		<input type="checkbox"/>											
7-3 Damage extention on the facade (%)										<input type="text"/>			
Notes													

A1 - Frequências e Modos de Vibração

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Modos individuais [%]			Valores acumulados [%]		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.319	3.13	0.08%	21.16%	0.00%	0.08%	21.16%	0.00%
2	0.148	6.75	14.09%	0.04%	0.00%	14.17%	21.19%	0.00%
3	0.128	7.84	1.15%	0.27%	0.00%	15.32%	21.46%	0.00%
4	0.118	8.48	16.20%	0.11%	0.00%	31.52%	21.56%	0.00%
5	0.083	12.00	0.08%	14.39%	0.01%	31.59%	35.95%	0.01%
6	0.078	12.82	0.36%	4.74%	0.00%	31.96%	40.69%	0.01%
7	0.074	13.57	18.43%	0.19%	0.00%	50.39%	40.88%	0.02%
8	0.071	14.06	2.87%	5.25%	0.15%	53.26%	46.13%	0.16%
9	0.063	15.78	0.62%	1.36%	0.10%	53.87%	47.49%	0.26%
10	0.056	17.70	0.00%	0.64%	0.11%	53.87%	48.13%	0.37%
11	0.054	18.54	0.22%	6.08%	0.23%	54.09%	54.21%	0.60%
12	0.050	20.02	1.04%	1.20%	0.20%	55.13%	55.41%	0.80%
13	0.047	21.18	0.56%	11.60%	1.97%	55.69%	67.01%	2.77%
14	0.044	22.68	6.34%	3.03%	0.63%	62.04%	70.04%	3.39%
15	0.036	27.67	1.64%	2.64%	1.52%	63.67%	72.68%	4.91%
16	0.032	31.49	3.51%	1.35%	2.53%	67.18%	74.03%	7.44%
17	0.025	40.45	2.10%	6.10%	10.15%	69.28%	80.14%	17.59%
18	0.023	43.36	15.29%	0.80%	0.42%	84.57%	80.94%	18.01%
19	0.012	82.26	1.30%	10.25%	1.71%	85.87%	91.19%	19.72%
20	0.011	90.91	7.87%	1.40%	0.01%	93.74%	92.59%	19.72%
1º MAIOR			18.43%	21.16%	10.15%			
2º MAIOR			16.20%	14.39%	2.53%			

A2 - Frequências e Modos de Vibração

Modo	Período	Frequência	Modos individuais [%]			Valores acumulados [%]		
	[s]	[Hz]	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,14	7,187	2,0%	6,6%	0,0%	2,0%	6,6%	0,0%
2	0,13	7,472	24,8%	0,4%	0,0%	26,8%	7,0%	0,0%
3	0,13	7,686	0,0%	0,0%	0,1%	26,8%	7,0%	0,2%
4	0,13	7,810	0,0%	0,0%	0,2%	26,8%	7,0%	0,3%
5	0,12	8,389	0,0%	0,0%	0,3%	26,8%	7,0%	0,6%
6	0,12	8,535	0,0%	0,0%	0,3%	26,8%	7,0%	0,9%
7	0,09	11,047	3,4%	0,0%	0,0%	30,2%	7,0%	0,9%
8	0,09	11,299	1,2%	0,5%	0,0%	31,5%	7,5%	0,9%
9	0,09	11,466	0,6%	9,1%	0,0%	32,1%	16,6%	0,9%
10	0,08	12,299	1,6%	1,7%	0,0%	33,7%	18,4%	0,9%
11	0,07	13,930	15,8%	0,0%	0,0%	49,5%	18,4%	0,9%
12	0,06	16,882	0,4%	7,9%	0,4%	49,9%	26,4%	1,3%
13	0,05	18,492	1,9%	3,1%	0,2%	51,8%	29,4%	1,5%
14	0,05	18,999	0,8%	4,8%	0,7%	52,7%	34,2%	2,2%
15	0,04	22,603	1,4%	10,8%	1,3%	54,0%	44,9%	3,4%
16	0,04	23,679	5,5%	0,8%	0,0%	59,6%	45,8%	3,4%
17	0,03	34,243	0,0%	20,1%	3,9%	59,6%	65,9%	7,3%
18	0,03	39,239	16,4%	0,0%	0,0%	76,0%	65,9%	7,3%
19	0,01	76,511	11,9%	0,3%	0,1%	87,9%	66,2%	7,5%
20	0,01	82,102	0,3%	15,8%	0,1%	88,1%	82,0%	7,6%
1º MAIOR			24,8%	20,1%	3,9%			
2º MAIOR			16,4%	15,8%	1,3%			

A3 - Frequências e Modos de Vibração

Modo	Período	Frequência	Modos individuais [%]			Valores acumulados [%]		
	[s]	[Hz]	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,13	7,686	0,0%	0,0%	0,1%	0,0%	0,0%	0,1%
2	0,13	7,719	29,0%	0,0%	0,0%	29,0%	0,0%	0,1%
3	0,13	7,810	0,0%	0,0%	0,1%	29,0%	0,0%	0,3%
4	0,12	8,131	0,0%	0,0%	0,7%	29,0%	0,0%	0,9%
5	0,12	8,434	0,0%	0,0%	0,0%	29,0%	0,0%	0,9%
6	0,10	9,700	0,0%	18,0%	0,0%	29,0%	18,0%	0,9%
7	0,10	9,850	0,0%	0,0%	0,0%	29,0%	18,0%	1,0%
8	0,09	11,073	1,9%	0,0%	0,0%	30,9%	18,0%	1,0%
9	0,08	12,325	3,2%	0,0%	0,0%	34,0%	18,0%	1,0%
10	0,07	13,742	9,5%	0,0%	0,0%	43,6%	18,0%	1,0%
11	0,07	14,229	5,9%	0,0%	0,1%	49,5%	18,0%	1,0%
12	0,06	17,874	0,4%	16,8%	0,9%	49,9%	34,8%	1,9%
13	0,05	18,463	2,6%	0,2%	0,0%	52,5%	35,1%	1,9%
14	0,05	21,330	1,2%	6,1%	1,7%	53,7%	41,2%	3,6%
15	0,04	23,856	5,9%	0,3%	0,0%	59,6%	41,5%	3,6%
16	0,04	26,996	0,3%	6,9%	0,0%	59,8%	48,4%	3,6%
17	0,03	35,971	0,5%	18,4%	4,3%	60,3%	66,8%	8,0%
18	0,03	39,766	16,3%	0,6%	0,0%	76,6%	67,4%	8,0%
19	0,01	79,101	11,4%	0,8%	0,3%	87,9%	68,2%	8,3%
20	0,01	93,327	0,5%	15,4%	0,5%	88,4%	83,6%	8,8%
1º MAIOR			29,0%	18,4%	4,3%			
2º MAIOR			16,3%	18,0%	1,7%			

A4 - Frequências e Modos de Vibração

Modo	Período	Frequência	Modos individuais [%]			Valores acumulados [%]		
	[s]	[Hz]	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,16	6,131	0,2%	27,0%	0,0%	0,2%	27,0%	0,0%
2	0,13	7,874	29,1%	0,0%	0,0%	29,2%	27,0%	0,0%
3	0,10	9,876	1,5%	0,0%	0,0%	30,8%	27,1%	0,0%
4	0,08	12,236	2,2%	0,0%	0,0%	33,0%	27,1%	0,0%
5	0,08	12,800	0,2%	0,8%	0,0%	33,1%	27,9%	0,0%
6	0,07	13,902	15,7%	0,0%	0,0%	48,9%	28,0%	0,0%
7	0,06	15,646	0,1%	14,2%	0,5%	48,9%	42,2%	0,5%
8	0,06	17,221	0,0%	0,2%	0,0%	49,0%	42,3%	0,5%
9	0,06	18,124	3,0%	0,4%	0,1%	51,9%	42,7%	0,6%
10	0,05	19,697	0,0%	4,2%	0,5%	52,0%	46,9%	1,1%
11	0,05	21,951	0,1%	7,9%	1,9%	52,1%	54,8%	3,0%
12	0,04	22,608	4,1%	0,0%	0,1%	56,1%	54,8%	3,1%
13	0,04	24,643	2,7%	1,2%	0,0%	58,8%	56,0%	3,1%
14	0,04	26,565	0,3%	3,9%	0,2%	59,2%	59,9%	3,4%
15	0,03	35,527	5,6%	1,1%	5,4%	64,8%	60,9%	8,7%
16	0,03	35,620	1,9%	3,6%	14,7%	66,7%	64,5%	23,4%
17	0,02	45,863	12,9%	0,0%	0,0%	79,6%	64,5%	23,4%
18	0,02	60,547	0,1%	6,7%	2,0%	79,7%	71,2%	25,4%
19	0,01	108,625	11,2%	0,1%	0,1%	90,8%	71,2%	25,5%
20	0,01	139,899	0,0%	17,9%	0,9%	90,9%	89,2%	26,4%
1º MAIOR			29,1%	27,0%	14,7%			
2º MAIOR			15,7%	17,9%	5,4%			

A5 - Frequências e Modos de Vibração

Modo	Período	Frequência	Modos individuais [%]			Valores acumulados [%]		
	[s]	[Hz]	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,13	7,686	0,0%	0,0%	0,1%	0,0%	0,0%	0,1%
2	0,13	7,810	0,0%	0,0%	0,1%	0,0%	0,0%	0,3%
3	0,13	7,953	30,4%	0,0%	0,0%	30,4%	0,0%	0,3%
4	0,12	8,128	0,0%	0,0%	0,7%	30,4%	0,0%	0,9%
5	0,12	8,431	0,0%	0,0%	0,0%	30,4%	0,0%	0,9%
6	0,10	9,585	0,0%	0,0%	0,0%	30,4%	0,0%	1,0%
7	0,10	10,041	0,0%	18,5%	0,0%	30,4%	18,5%	1,0%
8	0,09	11,076	1,7%	0,0%	0,0%	32,1%	18,5%	1,0%
9	0,08	12,472	2,4%	0,0%	0,0%	34,5%	18,5%	1,0%
10	0,07	13,744	7,9%	0,0%	0,0%	42,4%	18,5%	1,0%
11	0,07	14,284	7,2%	0,0%	0,0%	49,7%	18,5%	1,0%
12	0,06	18,024	0,4%	16,9%	0,9%	50,1%	35,4%	1,9%
13	0,05	18,576	2,5%	0,3%	0,0%	52,6%	35,7%	1,9%
14	0,05	21,382	1,1%	6,0%	1,6%	53,7%	41,7%	3,6%
15	0,04	24,221	6,1%	0,2%	0,0%	59,8%	41,9%	3,6%
16	0,04	27,284	0,2%	6,8%	0,0%	60,0%	48,7%	3,6%
17	0,03	36,193	0,3%	18,4%	4,3%	60,3%	67,1%	7,9%
18	0,03	39,946	16,4%	0,4%	0,0%	76,8%	67,5%	7,9%
19	0,01	80,541	11,4%	0,6%	0,2%	88,2%	68,1%	8,1%
20	0,01	93,985	0,4%	15,6%	0,6%	88,6%	83,7%	8,7%
1º MAIOR			30,4%	18,5%	4,3%			
2º MAIOR			16,4%	18,4%	1,6%			

A6 - Frequências e Modos de Vibração

Modo	Período	Frequência	Modos individuais [%]			Valores acumulados [%]		
	[s]	[Hz]	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,12	8,072	29,4%	0,0%	0,0%	29,4%	0,0%	0,0%
2	0,10	10,063	0,0%	18,3%	0,0%	29,4%	18,3%	0,0%
3	0,08	12,900	4,6%	0,0%	0,0%	34,0%	18,3%	0,0%
4	0,07	13,713	6,5%	0,0%	0,0%	40,5%	18,3%	0,0%
5	0,07	14,240	8,3%	0,0%	0,0%	48,8%	18,4%	0,0%
6	0,07	15,147	0,0%	0,1%	0,8%	48,8%	18,5%	0,8%
7	0,06	15,420	0,0%	0,0%	0,1%	48,8%	18,5%	0,9%
8	0,06	16,532	0,0%	0,0%	0,0%	48,9%	18,6%	0,9%
9	0,06	18,097	0,4%	16,6%	1,0%	49,3%	35,2%	1,9%
10	0,05	18,945	3,3%	0,2%	0,0%	52,6%	35,4%	1,9%
11	0,05	20,940	0,7%	4,5%	0,7%	53,3%	39,9%	2,6%
12	0,04	23,737	5,8%	0,0%	0,2%	59,1%	39,9%	2,7%
13	0,04	24,635	0,0%	5,4%	1,4%	59,1%	45,3%	4,2%
14	0,03	28,804	1,0%	0,3%	0,5%	60,1%	45,6%	4,7%
15	0,03	34,249	0,4%	18,2%	5,7%	60,5%	63,8%	10,4%
16	0,03	38,033	10,3%	1,1%	0,0%	70,8%	64,8%	10,4%
17	0,02	48,139	8,8%	0,8%	0,5%	79,5%	65,7%	10,9%
18	0,02	55,500	0,8%	5,5%	0,4%	80,4%	71,2%	11,3%
19	0,01	112,246	9,6%	2,1%	0,0%	90,0%	73,2%	11,3%
20	0,01	132,188	1,4%	15,1%	0,1%	91,4%	88,3%	11,4%
1º MAIOR			29,4%	18,3%	5,7%			
2º MAIOR			10,3%	18,2%	1,4%			

A7 - Frequências e Modos de Vibração

Modo	Período	Frequência	Modos individuais [%]			Valores acumulados [%]		
	[s]	[Hz]	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,12	8,290	27,0%	0,0%	0,0%	27,0%	0,0%	0,0%
2	0,10	10,073	0,0%	18,3%	0,0%	27,1%	18,4%	0,0%
3	0,07	13,669	13,3%	0,0%	0,0%	40,3%	18,4%	0,0%
4	0,07	13,982	1,4%	0,0%	0,0%	41,7%	18,4%	0,0%
5	0,07	14,394	5,3%	0,0%	0,0%	47,0%	18,4%	0,0%
6	0,06	18,087	0,3%	16,6%	1,0%	47,3%	35,0%	1,0%
7	0,05	20,281	0,9%	1,3%	0,2%	48,2%	36,3%	1,2%
8	0,05	20,568	1,3%	0,0%	0,1%	49,5%	36,3%	1,3%
9	0,05	21,006	1,6%	3,1%	0,5%	51,1%	39,4%	1,8%
10	0,05	21,658	3,1%	0,5%	0,1%	54,2%	39,9%	1,9%
11	0,04	24,004	5,5%	0,1%	0,3%	59,6%	40,0%	2,2%
12	0,04	24,530	0,0%	5,1%	1,8%	59,6%	45,1%	4,0%
13	0,03	31,962	1,8%	0,4%	0,0%	61,4%	45,5%	4,0%
14	0,03	33,332	0,0%	13,4%	9,2%	61,4%	58,8%	13,2%
15	0,03	38,463	0,1%	7,4%	0,3%	61,5%	66,3%	13,5%
16	0,02	40,362	13,9%	0,1%	0,2%	75,4%	66,3%	13,7%
17	0,02	57,048	6,2%	0,0%	0,6%	81,6%	66,3%	14,4%
18	0,02	63,163	0,0%	6,6%	0,0%	81,6%	73,0%	14,4%
19	0,01	133,049	11,0%	0,1%	0,1%	92,6%	73,1%	14,5%
20	0,01	152,625	0,1%	17,6%	0,1%	92,7%	90,8%	14,6%
1º MAIOR			27,0%	18,3%	9,2%			
2º MAIOR			13,9%	17,6%	1,8%			